

Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querzug

**Bond fatigue in reinforced concrete
under transverse tension**

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden

eingereicht von

Dipl.-Ing. Alexander Lindorf

geboren am 22. Juni 1978 in Dresden

Dresden 2011

Vorwort

Stahlbeton ist wie eine Ehe – der eine steht für die Schwächen des anderen ein. Jeder übernimmt das, was er am besten kann. Der Beton stemmt sich mit seiner ganzen Kraft gegen einen angreifenden Druck. Der Bewehrungsstahl nimmt es mit der Zugbelastung auf. Doch wie in jeder richtigen Ehe kommen irgendwann Fragen auf: Hält sie ewig? Werden die Partner ihres Verbundes niemals müde?

Das Geschehen scheint zumindest immer dann kompliziert zu werden, wenn ein Dritter die Szenerie betritt. Die Ehe kann hierdurch leiden und sogar Risse bekommen. Doch sie kann nicht nur, nein, sie muss dem Einfluss widerstehen!

Für den Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton ist ein solcher Dritter das Vorhandensein einer Querkraftbelastung. Anders als beim Querdruck, der Stahl und Beton fest aneinanderpresst, kann eine Zugkraft quer zum Stahlstab den Verbund beeinträchtigen. Ist dieser Querkraft von ausreichender Größe, treten sogar Risse auf, die genau entlang des Stabes verlaufen. Doch was bedeutet das für den Verbund und seinen Ermüdungswiderstand? Kann er weiterhin alle stetigen und veränderlichen Belastungen aufnehmen oder wird er durch das ständige Hin und Her schnell müde und bricht? – Die Schlussfolgerung lautet: Die Ehe zwischen Stahl und Beton muss auf den Prüfstand!

In den vergangenen fünf Jahren hatte ich nunmehr die Gelegenheit, als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden die Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querkraft intensiv erforschen und somit die Ehe zwischen Bewehrungsstahl und Beton genauer beleuchten zu können. Ermöglicht wurden die vorgenommenen Untersuchungen durch die finanzielle Unterstützung der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), für die ich mich bedanken möchte.

Meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach gilt mein besonderer Dank für das mir entgegengebrachte Vertrauen, die wissenschaftliche Betreuung und Förderung meiner Arbeit, seine wertvollen und stets hilfreichen Anregungen sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue danke ich für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Bereitschaft zur Übernahme des Zweitgutachtens.

Weiterhin möchte ich mich bei allen Kollegen des Institutes bedanken, die durch ihre Unterstützung und Mithilfe die umfangreichen experimentellen Untersuchungen ermöglicht haben. Ebenso danke ich all denen, die durch rege Diskussion und ungeschminkte Kritik zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Ganz besonders herzlich danke ich meiner Frau Dorina für ihr aufgebrachtes Verständnis und ihre unendliche Geduld. Nach Beendigung meiner Arbeit zum Verbund von Stahlbeton bleibt mir eine wichtige Feststellung: Stahlbeton ist wie eine Ehe – eine Ehe ist wie Stahlbeton!

Dresden, im Dezember 2011

Alexander Lindorf

Tag der Einreichung 17.08.2011

Tag der mündlichen Prüfung 01.12.2011

Gutachter Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung	3
1.3	Übersicht	4
1.4	Abgrenzung	5
2	Verbundverhalten	7
2.1	Grundlagen	7
2.2	Analytische Beschreibung der Verbundtragwirkung	10
2.3	Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten	16
2.3.1	Überblick	16
2.3.2	Bezogene Rippenfläche	17
2.3.3	Stabdurchmesser	26
2.3.4	Betonfestigkeit	27
2.3.5	Querdruckbelastung	33
2.3.6	Querzugbelastung	37
2.3.7	Verbundlänge	40
2.3.8	Versuchsbedingungen	48
2.4	Bemessungswert der Verbundspannung	52
2.4.1	Vorbetrachtung	52
2.4.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit	53
2.4.3	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	58
2.5	Zusammenfassung	62
3	Ermüdungsverhalten	65
3.1	Grundlagen	65
3.2	Betonstahlermüdung	70
3.3	Ermüdungsfestigkeit von Beton	77
3.3.1	Druckschwellbelastung	77
3.3.2	Zugschwellbelastung	81

3.4	Ermüdung des Verbundes unter Schwelllast	83
3.4.1	Ältere Untersuchungen	83
3.4.2	Untersuchungen von REHM & ELIGEHAUSEN	86
3.4.3	Untersuchungen von BALÁZS	90
3.4.4	Untersuchungen von SIPPEL	94
3.4.5	Untersuchungen von ECKFELDT	96
3.4.6	Neuere Untersuchungen	98
3.5	Zusammenfassung	100
4	Durchgeführte Versuche	101
4.1	Versuchsprogramm	101
4.2	Probekörper	103
4.3	Versuchsstand	105
4.4	Materialprüfungen	108
4.4.1	Beton	108
4.4.2	Betonstahl	109
4.5	Versuchsergebnisse	110
4.5.1	Statische Versuche	110
4.5.2	Zyklische Versuche	114
5	Auswertung und Diskussion	121
5.1	Schlupfwachstum	121
5.1.1	Grundlagen	121
5.1.2	Parameterbestimmung	123
5.1.3	Diskussion	124
5.1.4	Schlussfolgerung	127
5.2	Schlupfdifferenz	128
5.2.1	Vorbetrachtung	128
5.2.2	Schlupfdifferenzentwicklung	131
5.2.3	Diskussion	133
5.2.4	Schlussfolgerung	135
5.2.5	Tastversuch	135

5.3	Wöhlerlinien	137
5.3.1	Wöhlerlinienkriterium	137
5.3.2	Ansatz nach BASQUIN	138
5.3.3	Ansatz analog zur Betonermüdung	140
5.3.4	Ansatz für den Verbund nach KOCH & BALÁZS	141
5.3.5	Ansatz analog zur Stahlermüdung	141
5.3.6	Schlussfolgerung	143
5.4	Isozyklische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen	143
5.4.1	Grundlagen	143
5.4.2	Anwendung	147
5.4.3	Diskussion und Schlussfolgerung	150
6	Bemessung	151
6.1	Zulässige Spannungsschwingbreiten	151
6.2	Bemessungsverbundspannungen	158
6.2.1	Vorwiegend ruhende Belastung	158
6.2.2	Nicht vorwiegend ruhende Belastung	162
7	Zusammenfassung und Ausblick	167
7.1	Zusammenfassung	167
7.2	Ausblick und offene Fragen	169
	Literatur	171
	Bezeichnungen	187
	Anhang	191
A1	Kennwerte der verwendeten Materialien	192
A2	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen	194
A3	Schlupf-Lastwechsel-Beziehungen	201
A4	Regressionsparameter	217
A5	Rissbreiten-Schlupf-Beziehungen	222
A6	Schlupfdifferenzen	225

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Im Stahlbetonbau werden zunehmend Flächentragwerke erstellt, die durch nicht vorwiegend ruhende Einwirkungen zumeist zweiachial beansprucht werden. Typische Beispiele sind Deckenkonstruktionen in Industriebauwerken, die durch schwere Gabelstapler befahren werden, aber auch nicht vorgespannte Decken- und Fahrbrückenplatten mit Durchlaufwirkung in Parkdecks bzw. Stahlverbundbrücken. Diese Bauteile unterliegen in der Haupttragrichtung einer Zugbelastung. Die orthogonal zur Hauptzugbewehrung angeordnete Querbewehrung ist einer nicht vorwiegend ruhenden Belastung ausgesetzt. Der Bewehrungsverbund dieser Stäbe steht infolge der Hauptzugbelastung unter dem Einfluss einer Querspannung, welche bereits zu einer Rissbildung entlang der Stäbe geführt haben kann. Um diese Flächentragwerke sowohl bezüglich der Tragfähigkeit als auch der Dauerhaftigkeit sinnvoll beurteilen zu können, ist es notwendig, die Auswirkungen einer Kombination aus Querspannung und nicht vorwiegend ruhender Belastung auf das Verbundverhalten zwischen Querbewehrung und Beton zu bestimmen.

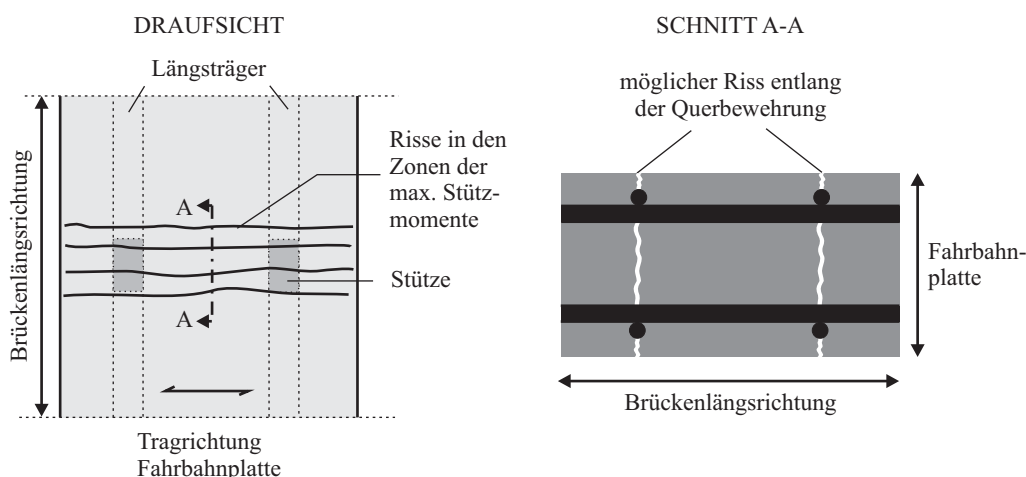
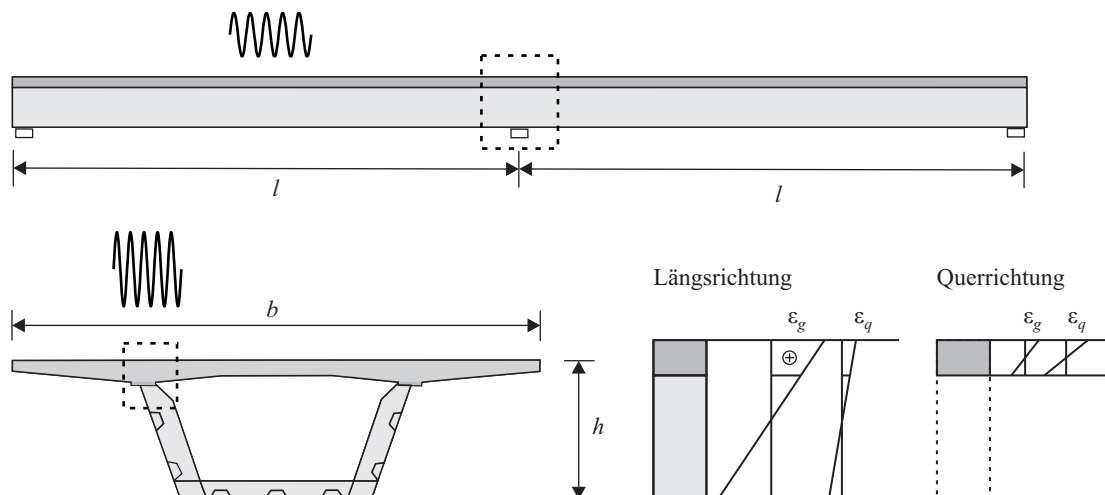


Bild 1.1: Beispiel Stahlverbundbrücke

Anhand von Bild 1.1 soll am Beispiel der Fahrbrückenplatte einer Stahlverbundbrücke der komplexe Zusammenhang von Belastung und Verbundbedingungen verdeutlicht werden. Die Fahrbrückenplatte unterliegt in Brückenlängsrichtung infolge des Stützmomentes einer großen Zugspannung, die Risse entlang der Querbewehrung entstehen lässt. Durch das verhältnismäßig kleine Verhältnis von Verkehrslast zu Eigengewicht der gesamten Brücke sind die auftretenden Schwingbreiten dieser Zugspannung relativ klein.

In Querrichtung jedoch entstehen unter anderem Biegemomente, deren Schwingbreite durch das größere Verhältnis von Verkehrslast zu Eigengewicht der Fahrbrückenplatte nicht vernachlässigbar ist (Bild 1.2). Dies hat unmittelbare Auswirkungen auf die Größe der Schwingbreiten der Stahlspannung in den Stäben der Querbewehrung. Für diese Bewehrungsstäbe liegen sehr komplexe Verbundbedingungen vor, da zum einen eine Ermüdungsbeanspruchung in Stäbtragsrichtung vorliegt und zum anderen der durch den Querspannung verursachte Längsriss die Verbundeigenschaften zwischen Stahl und Beton negativ beeinflusst.

**Bild 1.2: Einfluss der Verkehrslast**

Inwieweit diese Längsrisse die Lebensdauer derartiger Tragwerke reduzieren, kann trotz der Kenntnis des unmittelbaren Verformungszustandes und der bekannten oder angenommenen Belastungsgeschichte derzeit nicht sicher bewertet werden.

Tabelle 1.1 zeigt die ersten Phasen des Ermüdungsvorganges einer Fahrbahnplatte im Feldbereich. Ausgehend von ersten Querrissen infolge von Schwind- oder Zwangsbeanspruchungen beginnt der Prozess der Ermüdungsschädigung, welcher durch eine zunehmende Rissbildung sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung gekennzeichnet ist. Es ist davon auszugehen, dass durch die vergleichsweise stärker ausgeprägte Querrissbildung im Stützenbereich mit einer ähnlichen Schädigung durch die Ermüdung gerechnet werden muss.

Tabelle 1.1: Phasen des Ermüdungsvorganges einer Fahrbahnplatte, SCHLÄFLI [190], gekürzt

Bild	Figur	Beschreibung
		Rissbildung in Querrichtung der Fahrbahnplatte. Die Risse sind auf Schwinden oder Zwängungen zurückzuführen. Rissabstände > 1m Rissöffnungen < 0,1 mm
		Weitere Risse in Querrichtung und neue Risse in Längsrichtung treten infolge Ermüdungsbeanspruchung auf. Rissabstände < 1 m Rissöffnungen um 0,1 mm
		Die Ermüdungsschädigung ist weit fortgeschritten. Risse bilden ein „Schildkrötenmuster“, das Rissbild ist nahezu stabilisiert. Rissöffnungen 0,1 – 0,2 mm

Die aus dem Fahrzeugverkehr rührende Ermüdungsbeanspruchung erzeugt Spannungsschwingspiele für die Betondruckspannungen genauso wie für die Stahlzugspannungen. Die auftretenden ermüdungswirksamen Verkehrslasten sind nicht gleichförmig und unterliegen einer Häufigkeitsverteilung. Dies bedeutet für die Betondruck- und Stahlzugspannungen stets wechselnde Amplituden mit einer unterschiedlichen Auftretenswahrscheinlichkeit. Da Höhe und Verteilung der Schwingspiele von der jeweiligen Bauwerksstruktur abhängen, können sie nicht verallgemeinert werden.

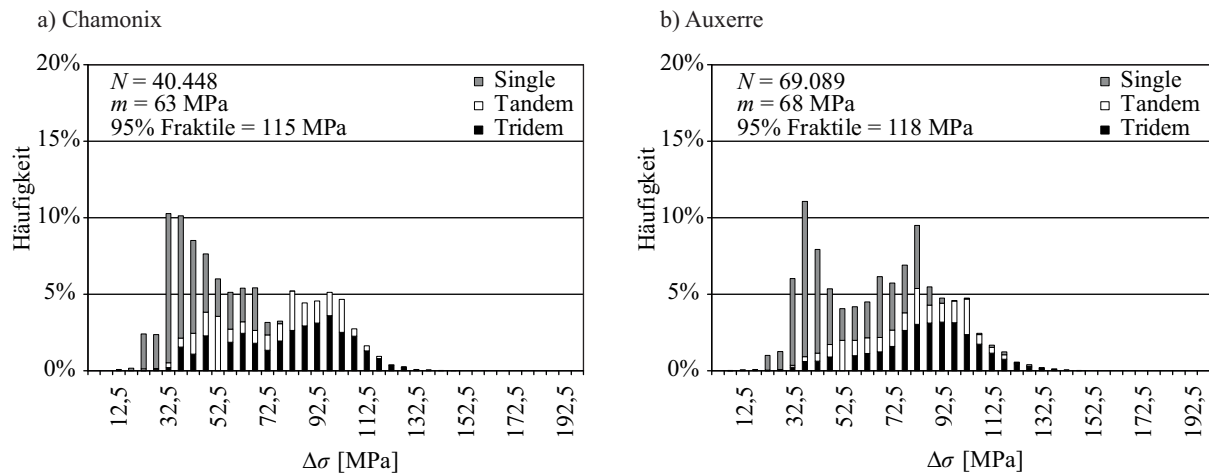


Bild 1.3: Häufigkeit der Bewehrungsstahlspannungen an zwei Brücken, SCHLÄFLI [190]

In Frankreich wurden entsprechende Messungen an bestehenden Brückenbauwerken durchgeführt, vgl. SCHLÄFLI [190]. Bild 1.3 zeigt die Ergebnisse ausgewählter Messstellen zweier Straßenbrücken. Die auftretenden Spannungsdifferenzen im Bewehrungsstahl können Werte von teilweise deutlich über 100 MPa erreichen. Sie liegen jedoch größtenteils unterhalb von $\Delta\sigma = 135 \text{ MPa}$ und damit auch unter der Dauerfestigkeit für handelsüblichen Bewehrungsstahl, vgl. SCHLÄFLI [190].

1.2 Zielsetzung

Ein wesentliches Ziel der vorliegenden Arbeit sind genaue Aussagen über die Dauerfestigkeit des Verbundes zwischen Bewehrungsstahl und Beton in Abhängigkeit von der Querkzugbeanspruchung bzw. der Längsrissbreite unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung. Als Grundlage dienen experimentelle Untersuchungen an Ausziehkörpern. Die qualitativen und quantitativen Aussagen sollen in Dauerfestigkeitsschaubildern zusammengefasst werden, die hinsichtlich einer Bemessung auf Ermüdung Verwendung finden können.

Um dem zunehmenden Einsatz von hochfestem Beton im Hoch- und Brückenbau gerecht zu werden, müssen die gefundenen Aussagen zur Dauerfestigkeit des Verbundes bei Normalbeton auf hochfesten Beton erweitert werden. Da die Übertragung der Ergebnisse aus Ausziehversuchen unter Querkzug und Ermüdungsbeanspruchung von normalfestem auf hochfesten Beton nicht ohne Weiteres möglich ist, werden für diese Zielstellung gesonderte Versuche nötig. Hinsichtlich der Erstellung von Dauerfestigkeitsschaubildern stellt die Untersuchung von vier Schwingspielen mit zwei verschiedenen Schwingbreiten und zwei verschiedenen Unterspannungen eine Minimalanforderung dar. Diese ergibt sich aus der Notwendigkeit von mindestens zwei Wertepaaren zur Bestimmung einer Grenzlinie, die für die gleiche Grenzlastwechselzahl aus zwei verschiedenen Wöhlerlinien entnommen werden müssen. Eine Grenzlinie im Dauerfestigkeitsdiagramm erfordert demnach mindestens zwei Wöhlerlinien auf der Basis unterschiedlicher Unter- oder Mittelspannungen, für deren Erstellung wiederum jeweils mindestens zwei verschiedene Schwingspiele benötigt werden.

Ein weiteres Ziel besteht darin, eine Aussage zur Übertragbarkeit der zulässigen Verbundspannungen für statische Zugbeanspruchungen unter Querkzug auf zyklische Zugbeanspruchungen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) zu treffen. Hierbei steht nicht zuletzt die Bewertung existierender Verankerungen und Stoßverbindungen im Vordergrund. Dazu muss jedoch geklärt werden, inwieweit sich der Einfluss einer Querkzugbeanspruchung im zyklischen Versuch von dem im statischen Test unterscheidet.

1.3 Übersicht

Die Problematik des Verbundverhaltens unter Querkzug und Ermüdung verbindet zwei Themengebiete, welche meist getrennt voneinander behandelt werden. Das betrifft zum einen allgemein das Verbundverhalten zwischen Bewehrungsstahl und Beton und zum anderen das Ermüdungsverhalten vorhandener Stahlbetonstrukturen. Dementsprechend wird im 2. und 3. Kapitel dieser Arbeit jeweils auf die Grundlagen beider Themengebiete eingegangen.

Ausgehend von den Mechanismen und Versagensarten der Verbundtragwirkung werden in Kapitel 2 die bisher angewandten Möglichkeiten der analytischen Beschreibung des Verbundes dargelegt. Einige wichtige, den Verbund beeinflussende Einzelfaktoren werden näher betrachtet, um den Parameter Querkzug entsprechend einordnen zu können. Dabei wird deutlich, dass viele an statischen Versuchen gefundene Ergebnisse und Zusammenhänge nicht ohne Weiteres auf eine zyklische Verbundbeanspruchung übertragen werden können. Am Ende des Kapitels 2 wird ein Überblick über die Hintergründe einiger normativer Regelungen gegeben, welche mit der Verbundtragwirkung im Zusammenhang stehen.

Das Kapitel 3 beschäftigt sich mit dem Ermüdungsverhalten der Ausgangsstoffe Beton und Bewehrungsstahl, welches im Vergleich eine ganze Reihe von Unterschieden aufweist. Besondere Beachtung wird den bisherigen Untersuchungen zur Ermüdung des Verbundes zwischen Bewehrungsstahl und Beton geschenkt. Dabei werden verschiedene Überlegungen vorgestellt, auf die in Kapitel 5 aufgebaut wird.

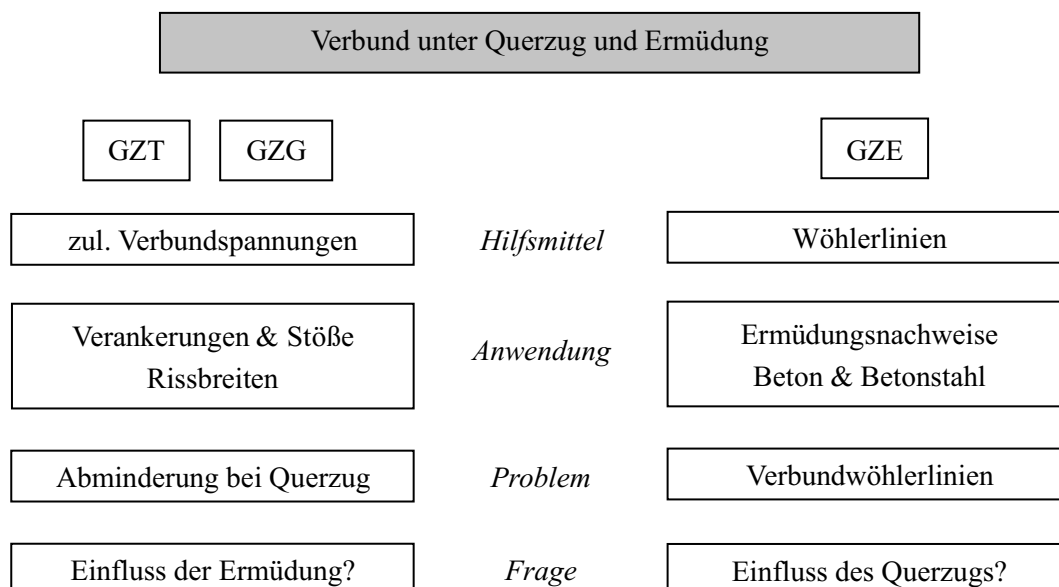


Bild 1.4: Einordnung des Forschungsvorhabens

Aus den Kapiteln 2 und 3 ergeben sich wichtige Fragestellungen, die gemäß Bild 1.4 in den Gesamtkontext eingeordnet werden können. Das betrifft zum einen die Frage, inwieweit die Annahme der zulässigen Verbundspannungen unter Querkzug im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) bzw. im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) auch unter gleichzeitiger Ermüdungsbeanspruchung weiterhin Bestand haben. Zum anderen ist der Einfluss von Querkzugbeanspruchungen auf die Wöhlerlinien des Verbundes hinsichtlich einer Bemessung im Grenzzustand der Ermüdung (GZE) zu klären. Auf diese Fragestellungen sollen in den Kapiteln 5 und 6 entsprechende Antworten gefunden werden.

Eine ausführliche Beschreibung der experimentell durchgeführten Untersuchungen zum Verbundverhalten unter Querkzug und Ermüdung erfolgt in Kapitel 4. Neben der Angabe aller wichtigen Material- und Versuchskennndaten werden die erzielten Ergebnisse in Form von Schlupf-Lastwechsel-Diagrammen für die zyklischen Ausziehversuche sowie in Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für die statischen Vergleichsprüfungen dargestellt.

Aufbauend auf diesen Versuchsdaten werden in Kapitel 5 relevante Teilthemen diskutiert: Es erfolgt eine analytische Beschreibung des sich einstellenden Schlupfwachstums, aus welchem sich Wöhlerlinien des Verbundes bilden lassen, die sich an die Regelungen zur Betonstahlermüdung anlehnen.

In Kapitel 6 werden die sich aus den jeweiligen Themenkreisen der Kapitel 2 und 3 ergebenden Fragestellungen aufgegriffen und mithilfe entsprechender Bemessungsvorschläge beantwortet. Dies betrifft einerseits die Angabe von zulässigen Spannungsschwingbreiten auf der Grundlage eines Verformungskriteriums für das Erreichen des Bemessungsziels von 1 Mio. Lastwechsel im GZE, andererseits die Angabe von Bemessungsverbundspannungen im GZT. Sowohl die zulässigen Spannungsschwingbreiten als auch die Bemessungsverbundspannungen ermöglichen es, eine Querkzugbeanspruchung zu berücksichtigen.

1.4 Abgrenzung

Im Mittelpunkt der Arbeit steht die Untersuchung von einstufigen Zugschwellbelastungen, welche auf Verbundausziehkörper aufgebracht werden. Druckschwell- oder Wechselbeanspruchungen bedürfen einer gesonderten Betrachtung und sind nicht Bestandteil dieser Arbeit. Darüber hinaus werden weder Analysen der Belastungsgeschichte noch von aufgetragenen Lastkollektiven vorgenommen.

2 Verbundverhalten

2.1 Grundlagen

Die Stahlbetonbauweise ist gekennzeichnet durch die zielgerichtete Ausnutzung der Materialeigenschaften des Betons bei Druck- und der des Bewehrungsstahls unter Zugbeanspruchung. Das Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl im Verbund stellt dabei eine wesentliche Grundlage des Stahlbetons dar. Erst durch den Verbund kann eine ausgeglichene Materialausnutzung erreicht werden. Die Verbundtragwirkung ermöglicht durch die kontinuierliche Übertragung von Stahlspannungen auf den Beton nicht nur die Verankerung eines Bewehrungsstabes, sondern auch die Ausbildung von Übergreifungsstößen. Darüber hinaus beeinflussen die Verbundeigenschaften Rissabstände und Rissbreiten sowie die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Auch werden die Bauteilsteifigkeiten im gerissenen Zustand und die daraus resultierenden Verformungen des gesamten Tragwerkes maßgeblich vom Verbund beherrscht.

Die Verbundwirkung beruht auf mehreren Mechanismen. Für glatten Rundstahl wurde bereits um 1910 von PREUB [157], [158] festgestellt, dass die Tragwirkung des Verbundes auf einen Haft- und einen Reibwiderstand zurückzuführen ist. Während die Haftung aus der Adhäsion zwischen Stahl und Beton resultiert, ist die Reibung eine Folge der Klemmwirkung oder auch der Loslösung von Betonpartikeln in der Kontaktfläche. Mit der Einführung von gerippten Bewehrungsstählen kam die Wirkung aus der Verzahnung des Stahles durch die aufgewalzten Rippen hinzu. Seitdem werden die Verbundmechanismen entsprechend Bild 2.1 in drei Arten eingeteilt.

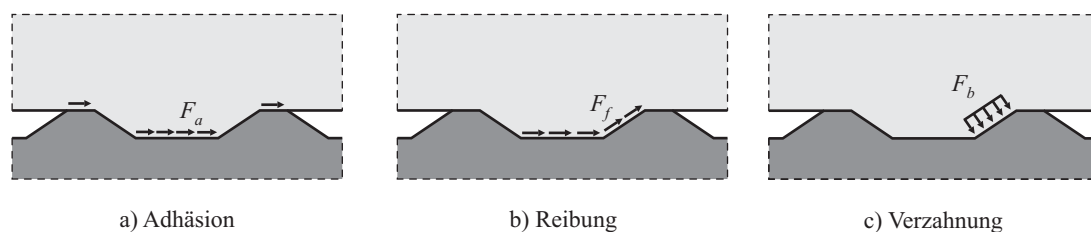


Bild 2.1: Verbundmechanismen, nach ACI 408 [4]

Haftverbund (Adhäsionskräfte): Solange noch keine Relativverschiebung zwischen Stahlstab und Beton aufgetreten ist, bestehen Haftkräfte in der Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton, die durch die Klebewirkung des Zementsteines an der Stahloberfläche hervorgerufen werden. Einerseits kann ein Hineinwachsen der Zementsuspension in die raue Stahloberfläche beobachtet werden, andererseits sind physikalisch-chemische Bindungen in Form von Kapillar- und Adhäsionskräften vorhanden. Der Haftverbund wird bereits bei sehr geringen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton zerstört, weswegen er als ein Verbundmechanismus von eher untergeordneter Bedeutung einzustufen ist.

Reibungsverbund (Reibungskräfte): Mit Zunahme der Relativverschiebung wirkt ein Reibungsverbund zwischen der Stahl- und der Betonoberfläche. Der Verbundwiderstand aus der gleitenden Reibung wird einerseits durch die Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung in Form von mechanischen Mikroverzahnungen und andererseits durch die Rauheit der Betonoberfläche beeinflusst.

Scherverbund (Verzahnungskräfte): Der Scherverbund ist bei zunehmender Relativverschiebung unter den drei Verbundmechanismen die wirksamste Art der Verbundkraftübertragung. Diese erfolgt hauptsächlich durch die mechanische Verzahnung der Rippen des Bewehrungsstahles mit den dazwischen befindlichen Betonkonsolen. Dadurch kann ein Scherwiderstand bis zum Erreichen der Höchstlast aufgebaut werden.

Da die genannten Verbundmechanismen teilweise gleichzeitig auftreten, sind sie versuchstechnisch nur schwer auseinanderzuhalten. Ihre Aktivierung erfolgt erst durch eine Relativverschiebung des Bewehrungsstabes gegenüber dem umgebenden Beton, welche auch als Schlupf bezeichnet wird. Zur Beschreibung des Verbundverhaltens wird der Zusammenhang zwischen der Verbundspannung τ als Summe der einzelnen Verbundmechanismen und dem Schlupf s verwendet. Die anhand eines entsprechenden Verbundversuchs (Bild 2.2) ermittelte *Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung* stellt damit kein Stoffgesetz im eigentlichen Sinne dar, sondern bildet als Pseudo-Stoffgesetz oder „technisches Stoffgesetz“ summarisch komplexe Wechselwirkungen ab, vgl. ZILCH & ZEHETMAIER [244] oder EIBL & KOBARG [65]. Verschiedene Versuchskörper ergeben demnach verschiedene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen.

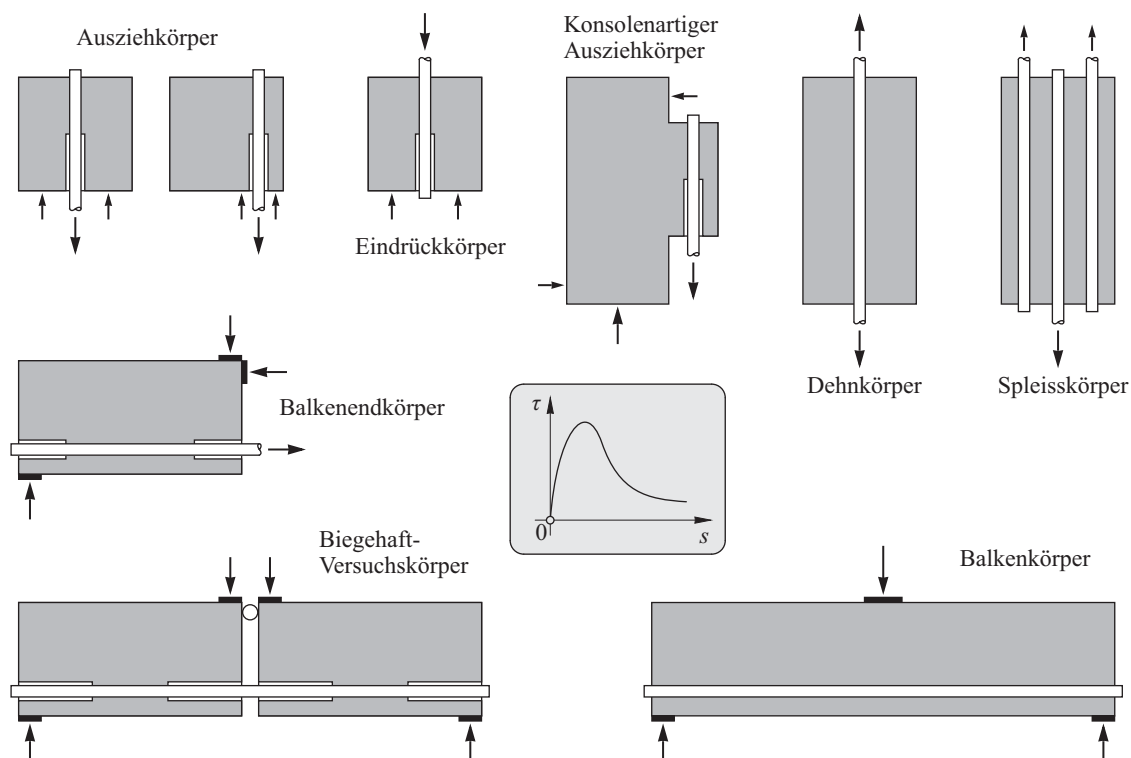


Bild 2.2: Grundarten von Versuchskörpern zur Untersuchung des Verbundverhaltens, ALVAREZ [5]

Im Verbundversuch wird unter der Verbundspannung τ die auf die Verbundfläche bezogene Ausziehkraft gemäß Gleichung (2.1) verstanden. Die Verbundfläche entspricht dabei der Mantelfläche des Stahlstabes mit dem Durchmesser d_s , welche unmittelbaren Kontakt zum Beton hat.

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_b} \quad (2.1)$$

Das Bild 2.3 zeigt am Beispiel eines gerippten Bewehrungsstabes, welche Vorgänge in der Verbundzone während des Ausziehvorganges ablaufen. Durch die sich auf den Betonkonsolen abstützenden Rippen werden kegelförmige Druckspannungen in den Beton eingeleitet. Von den Rippen ausgehend entstehen gleichzeitig geneigt verlaufende, sekundäre Verbundrisse (Risse nach GOTO [80]). Liegt eine ausreichende Betondeckung vor, beginnen die Betonkonsolen bei entsprechender Laststeigerung abzuscheren, womit die maximale Verbundtragfähigkeit erreicht wird. Während des Abscherens werden die Betonkonsolen zunehmend zermahlen. Mit weiter ansteigendem Schlupf entsteht zwischen den bereits entfestigten Betonpartikeln und dem Beton des umgebenden Ausziehkanals ein Reibwiderstand, bei welchem die übertragbare Kraft kontinuierlich abnimmt.

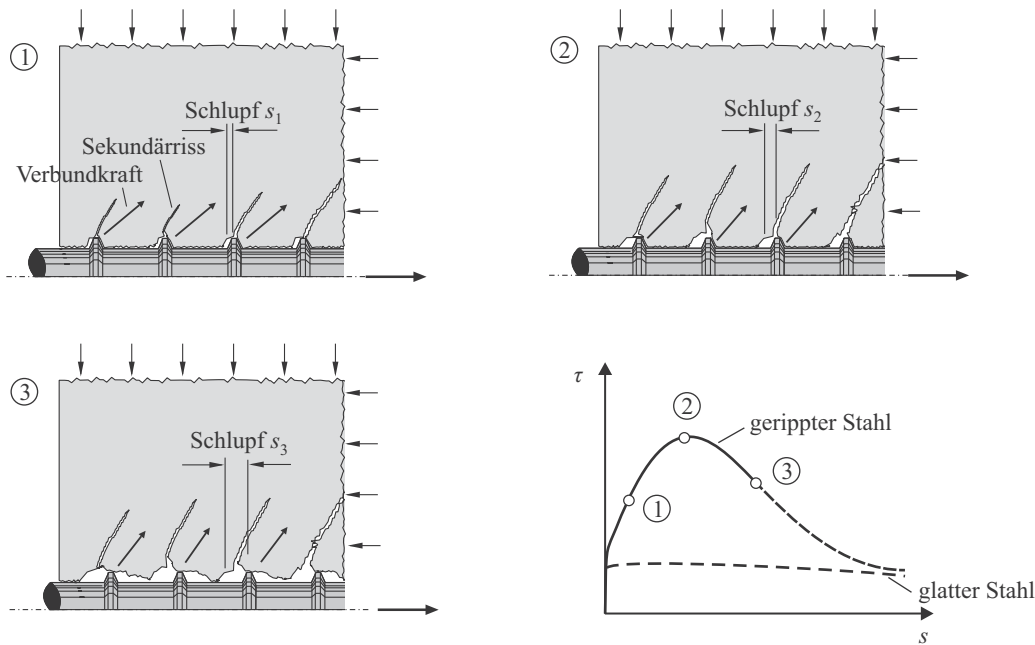


Bild 2.3: Ausziehvorgang, ZILCH & ZEHETMAIER [244]

Die kegelförmigen Betondruckstreben werden durch die Ringzugspannungen im umgebenden Beton im Gleichgewicht gehalten. Überschreiten diese die Betonzugfestigkeit, kommt es gemäß Bild 2.4 zur Rissbildung längs des Bewehrungsstabes (Risse nach TEPFERS [211]). Abhängig von der Umschnüpfungswirkung durch die Betondeckung oder eine Querbewehrung können diese Längsrisse zum Aufspalten des umgebenden Betons führen, was mit einem schlagartigen Abfall der Verbundspannung einhergeht. Diese Form des Verbundversagens wird als *Sprengriss-* oder *Spaltbruchversagen* bezeichnet (Bild 2.5).

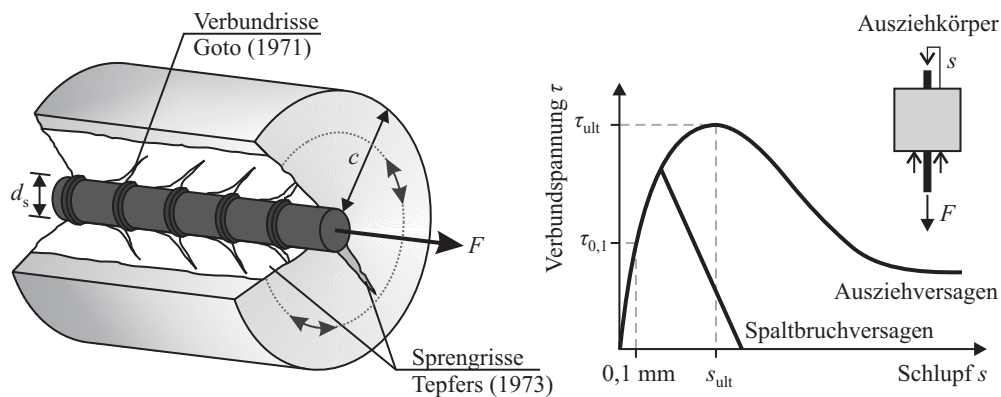


Bild 2.4: Versagensarten des Verbundes, LEMNITZER ET AL. [110]

Ist eine ausreichende Umschnüpfung des Stabes durch Querbewehrung bzw. eine große Betondeckung vorhanden, kann das unkontrollierte Öffnen dieser Spaltrisse vermieden und die Verbundtragfähigkeit erhöht werden. Abhängig von der Oberflächenprofilierung des Stahles scheren die Betonkonsolen mit steigender Beanspruchung des Stabes entweder keilförmig oder parallel zur Stabmantelfläche ab und die maximale Verbundtragfähigkeit τ_{ult} wird erreicht. Mit fortschreitendem Schlupf werden die Betonkonsolen bis zum vollständigen Abscheren zerstört, woraufhin nur noch Reibverbundspannungen zwischen Stahl und Beton in der Scherfläche übertragen werden können. In diesem Fall handelt es sich um ein sogenanntes *Auszieh-* oder *Scherbruchversagen* (Bild 2.5).

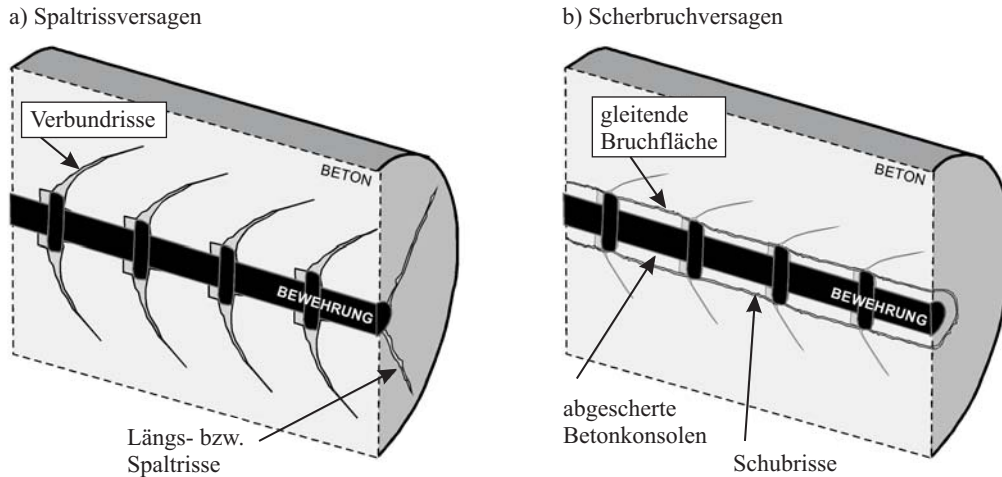


Bild 2.5: Verbundversagen, LETTOW [115]

Der Übergang zwischen Spaltbruch- und Scherbruchversagen hängt im Wesentlichen von der Betondeckung, der Lage des Stabes, dem Stababstand, der Querbewehrung aber auch von der Oberflächenprofilierung des Stahles ab. VANDEWALLE [224] ermittelte den Übergang zwischen den beiden Versagensmechanismen bei bezogenen Betondeckungen c/d_s von 2,5 bis 3,5.

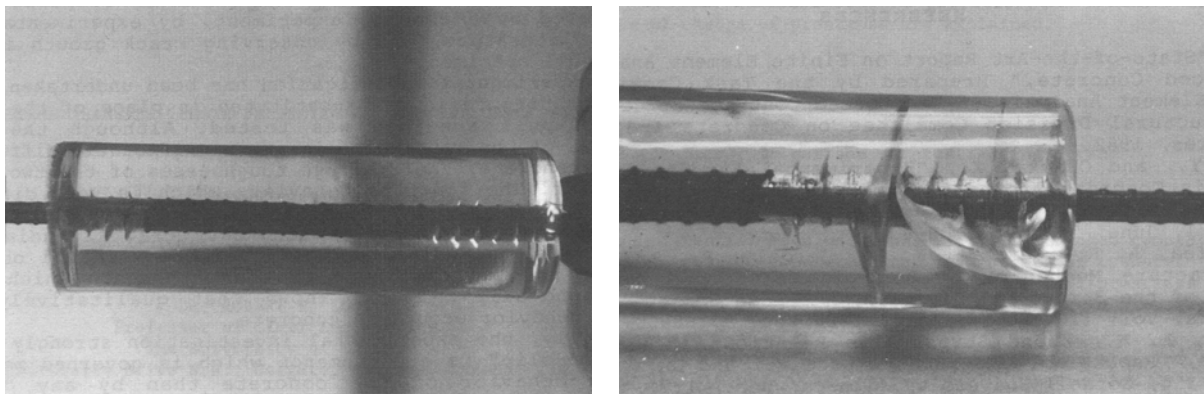


Bild 2.6: Verbundrisse im Epoxydharz, GERSTLE & INGRAFFEA [78]

Wie bereits deutlich wurde, haben sowohl die sekundären Verbundrisse nach GOTO [80] als auch die Längsrisse nach TEPFERS [211] eine große Bedeutung für die Verbundtragfähigkeit und die Verbundqualität. Sie treten bereits während des Belastungsvorganges auf und breiten sich – vom Bewehrungsstahl ausgehend – im Inneren des Betons aus. Mithilfe von entsprechenden Epoxydharzen ist unter Inkaufnahme eines gegenüber Beton abweichenden Materialverhaltens eine Visualisierung der Risse möglich (Bild 2.6).

2.2 Analytische Beschreibung der Verbundtragwirkung

Um das Verbundverhalten zwischen einem Bewehrungsstab und dem umliegenden Beton auch analytisch und in verallgemeinerter Weise beschreiben zu können, wird meist auf die Betrachtung von differentiellen Verbundelementen zurückgegriffen (Bild 2.7).

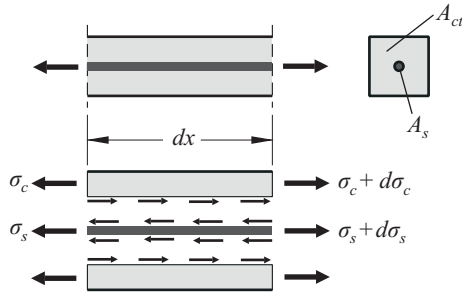


Bild 2.7: Differentielles Verbundelement

Die Änderung der Stahlkraft entlang des Stababschnittes dx entspricht derjenigen Kraft im Beton, welche durch die Verbundtragwirkung gemäß den Gleichungen (2.2) und (2.3) übertragen wird.

$$d\sigma_s(x) \cdot A_s = \tau(x) \cdot u_s \cdot dx \rightarrow \frac{d\sigma_s(x)}{dx} = \tau(x) \cdot \frac{u_s}{A_s} \quad (2.2)$$

$$d\sigma_c(x) \cdot A_{ct} = \tau(x) \cdot u_s \cdot dx \rightarrow \frac{d\sigma_c(x)}{dx} = \tau(x) \cdot \frac{u_s}{A_{ct}} \quad (2.3)$$

Die Änderung des Schlupfes folgt aus der Differenz von Stahl- und Betondehnung.

$$ds(x) = (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx \quad (2.4)$$

Unter Voraussetzung eines linear-elastischen Materialverhaltens kann Gleichung (2.4) entsprechend umgeformt werden.

$$ds(x) = \left(\frac{\sigma_s(x)}{E_s} - \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \right) \cdot dx \quad (2.5)$$

Mit der Differenzierung von Gleichung (2.5) entsteht Gleichung (2.6).

$$\frac{d^2}{dx^2} s(x) = \frac{d\sigma_s(x)}{dx \cdot E_s} - \frac{d\sigma_c(x)}{dx \cdot E_c} \quad (2.6)$$

Nach dem Einsetzen der Gleichungen (2.2) und (2.3) ergibt sich die bereits von KUUSKOSKI [109] formulierte *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes*.

$$\frac{d^2}{dx^2} s(x) = \left(\frac{u_s}{E_s A_s} - \frac{u_s}{E_c A_{ct}} \right) \cdot \tau(x) \quad (2.7)$$

Da der Klammerterm in Gleichung (2.7) noch weiter umgeformt werden kann, sind auch die folgenden Ausdrücke gebräuchlich, vgl. IDDA [95], MARTIN [127].

$$\frac{d^2}{dx^2} s(x) = \frac{4}{d_s} \cdot \frac{\tau(x)}{E_s} \cdot (1 - n \cdot \mu) \quad \text{mit } n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{und } \mu = \frac{A_s}{A_{ct}} \quad (2.8)$$

$$\frac{d^2}{dx^2} s(x) = k^2 \cdot \tau(x) \quad \text{mit } k^2 = \frac{u_s}{E_s A_s} \cdot (1 + n \cdot \mu) \quad (2.9)$$

Die lokale Verbundspannung $\tau(x)$ steht mit dem lokalen Schlupf $s(x)$ in einem Zusammenhang, welcher als lokale oder örtliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bezeichnet wird.

$$\tau(x) = \tau(s(x)) \quad (2.10)$$

Dieser Zusammenhang wurde unter anderem von REHM [163] anhand von Ausziehversuchen mit sehr kurzen Verbundlängen nachgewiesen und resultiert in einer Differentialgleichung zweiten Grades.

$$\frac{d^2}{dx^2} s(x) = k^2 \cdot \tau(s(x)) \quad (2.11)$$

Mit der Hilfe einer geeigneten Ansatzfunktion für die lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann die Differentialgleichung gelöst werden. Tabelle 2.1 enthält eine Auswahl unterschiedlicher in der Literatur enthaltener Ansätze für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, die zumeist jedoch nur den ansteigenden Ast beschreiben.

Tabelle 2.1: Ansätze für Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Quelle	Ansatzfunktion	
MARTIN [127]	$\tau(s) = \left(a + b \cdot s(x)^{1/c} \right) \cdot \beta_w$	(2.12)
IDDA [95]	$\tau(s) = a \cdot s(x)^b \cdot e^{c \cdot s(x)}$	(2.13)
NOAKOWSKI [148]	$\tau(s) = a \cdot s(x)^b \cdot f_{cm}^{2/3}$	(2.14)
CEB-FIP MODEL CODE 90 [28]	$\tau(s) = \tau_{ult} \cdot \left(s(x)/s_1 \right)^b = a \cdot s(x)^b \cdot f_{cm}^{1/2}$	(2.15)
HUANG ET AL. [94]	$\tau(s) = \tau_{ult} \cdot \left(s(x)/s_1 \right)^b = a \cdot s(x)^b \cdot f_{cm}$	(2.16)
BÜLTE [21]	$\tau(s) = a \cdot s(x)^{1/2} \cdot f_{ck}$	(2.17)
SPAROWITZ [209]	$\tau(s) = \tau_0 + a \cdot s(x)$	(2.18)
KÖNIG ET AL. [108]	$\tau(s) = a \cdot s(x)^b \cdot f_{cm}$	(2.19)

Es gibt prinzipiell zwei Möglichkeiten, die Differentialgleichung durch Integration zu lösen. Hierbei handelt es sich um:

- Geschlossene Lösungen,
- Lösungen mittels schrittweiser Integration.

Eine *geschlossene Lösung* kann nur für spezielle Sonderfälle erfolgen, vgl. MARTIN [127], REHM [163]. Ebenfalls durchführbar ist sie, wenn die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als lineare oder bereichsweise lineare Funktion beschrieben wird, vgl. RICHTER [176], SPAROWITZ [209]. In allen anderen Fällen kann die Differentialgleichung nicht geschlossen gelöst werden. Es ist jedoch möglich, eine Näherungslösung auf numerischem Wege über eine schrittweise Integration zu erhalten. Derartige Lösungen wurden beispielsweise bereits von REHM [163], MARTIN [127], SCHMIDT-THRÖ [191], IDDA [95] und ALVAREZ [5] beschrieben.

Mit der *schrittweisen Integration* wird für jede Schrittweite Δx entlang der Verbundlänge sowohl der zugehörige Wert der Stahlspannung als auch der des Schlupfes bestimmt. Gemäß der zugrunde gelegten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung entspricht dem jeweiligen Schlupfwert eine Verbundspannung, welche im Abschnitt Δx als konstant angenommen wird und der Berechnung des Stahlspannungswertes im nächsten Schritt $i+1$ dient. Die Stahlspannung hat wiederum einen neuen Schlupfwert zur Folge, mit dem die Verbundspannung für den nächsten Schritt $i+1$ bestimmt werden kann. Dieses „Wechselspiel“ kann durch die Gleichungen (2.20) bis (2.23) beschrieben werden.

$$\sigma_{i+1} = \sigma_i + \Delta\sigma_{i+1} \quad (2.20)$$

$$\Delta\sigma_{i+1} \cdot A_s = u_s \cdot \Delta x \cdot \tau_i \rightarrow \Delta\sigma_{i+1} = \frac{4}{d_s} \cdot \Delta x \cdot \tau_i \quad (2.21)$$

$$s_{i+1} = s_i + \Delta s_{i+1} \quad (2.22)$$

$$\Delta s_{i+1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_s} + \frac{\Delta\sigma_{i+1}}{2 \cdot E_s} \right) \cdot \Delta x \quad (2.23)$$

Ungeachtet der Tatsache, ob die Differentialgleichung geschlossen oder schrittweise gelöst wird, beruhen beide Lösungen mit vergleichbaren Ansätzen entsprechend Tabelle 2.1 auf ein und derselben Voraussetzung – nämlich der Gültigkeit einer *lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung* als „Verbundgesetz“ für jeden differentiellen Abschnitt entlang des Bewehrungsstabes. Das heißt, es gilt die Annahme, dass zu jedem Schlupfwert entlang des Stabes ein Verbundspannungswert entsprechend der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gehört. Bild 2.8 veranschaulicht diesen Sachverhalt.

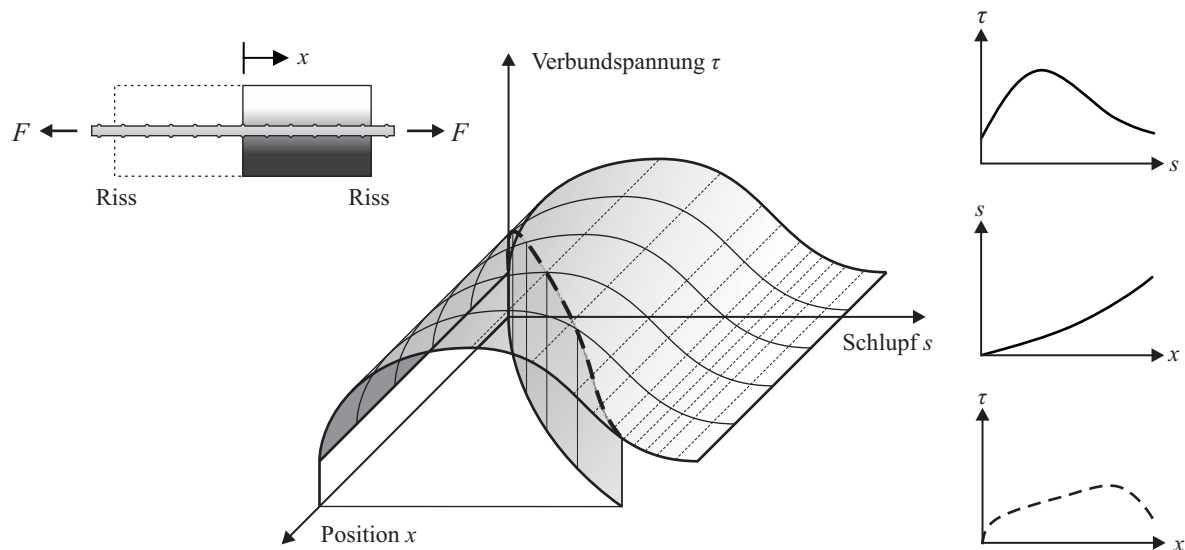


Bild 2.8: Prinzip der „Verbundgesetze“, in Anlehnung an BALÁZS [11]

Die lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen werden versuchstechnisch an Probekörpern mit sehr kleiner Verbundlänge ermittelt und zumeist mit einer Ansatzfunktion approximiert. Je kleiner die Verbundlänge im Versuch ist, desto kleiner ist auch der Unterschied zwischen den über die Verbundlänge gemittelten und den lokalen Verbundspannungen.

WATSTEIN [233], NIELSON [145] und SCHMIDT-THRÖ [191], [192] konnten versuchstechnisch jedoch nachweisen, dass die lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ortsabhängig, d. h. entlang der Verbundlänge veränderlich sind. Damit ist zu vermuten, dass die Annahme der Gültigkeit einer einzigen lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nur bedingt zutrifft.

Die Veränderlichkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung entlang der Verbundlänge ist nach Ansicht von ALVAREZ [5] darin begründet, dass sich die Einflüsse, denen die Verbundtragwirkung unterworfen ist, entlang der Verbundstrecke einerseits in ihrer Größe ändern und andererseits in unterschiedlicher Kombination auftreten. Insbesondere die Variation des Spannungs- und Verformungszustandes des umgebenden Betons sowie die Veränderlichkeit der Querkontraktion der Bewehrung spielen scheinbar eine wesentliche Rolle.

SHIMA ET AL. [195], [196] stellten mit Gleichung (2.24) eine Verbundspannungs-Schlupf-Dehnungs-Beziehung vor, mit der die Ortsabhängigkeit erfasst werden kann.

$$\tau(s) = \frac{0,73 f_c}{1 + \varepsilon_s \cdot 10^5} \cdot \left[\ln \left(1 + 5000 \cdot \frac{s}{d_s} \right) \right]^3 \quad (2.24)$$

Laut SHIMA ET AL. kann diese Beziehung als absolut gültiges Verbundstoffgesetz verstanden werden, weil sich eine Ortsabhängigkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung rein aus der Tatsache ergibt, dass der an einer bestimmten Stelle der Verbundstrecke auftretende Schlupf und die örtliche Stahldehnung nicht zugeordnet sind, sondern in unterschiedlicher Kombination entlang der Verbundlänge auftreten. Eine Ausnahme bilden voll verankerte Stäbe, an deren Ende sowohl Stahldehnung als auch Schlupf auf Null auslaufen. Es liegt demzufolge eine scheinbare Ortsabhängigkeit vor, welche mit der vorgeschlagenen Verbundschubspannungs-Schlupf-Dehnungs-Beziehung unabhängig von den jeweiligen Randbedingungen erfasst wird, vgl. ALVAREZ [5].

Das von SIGRIST [197] begründete Verbundgesetz (Bild 2.9) geht von der Vorstellung aus, dass im Rahmen nichtlinearer Verformungsberechnungen ganzer Tragwerke die komplexe Verbundtragwirkung auf ein möglichst einfaches Modell reduziert werden sollte, welches gleichzeitig den Einfluss aller wesentlichen Parameter berücksichtigt und eine zuverlässige Vorhersage des Trag- und Verformungsverhaltens sowohl im GZG als auch im GZT erlaubt. In diesem Sinne werden sämtliche, die Verbundtragwirkung bestimmenden Einflussfaktoren integral durch die Kennwerte τ_0 und τ_1 erfasst. Diese Kennwerte müssen dabei den vorliegenden Verhältnissen entsprechend kalibriert werden.

Im Gegensatz zu herkömmlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen sind beim starr-plastischen Modell in Bild 2.9 die Verbundspannungen τ_0 und τ_1 von der Größe des jeweils auftretenden Schlupfes unabhängig, so dass die relativ aufwendige Integration der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes umgangen und der Spannungszustand entlang einer Verbundlänge direkt anhand einer Gleichgewichtsbetrachtung ermittelt werden kann. Detaillierte Angaben zur Bestimmung der Verbundkennwerte τ_0 und τ_1 enthält MARTI [124].

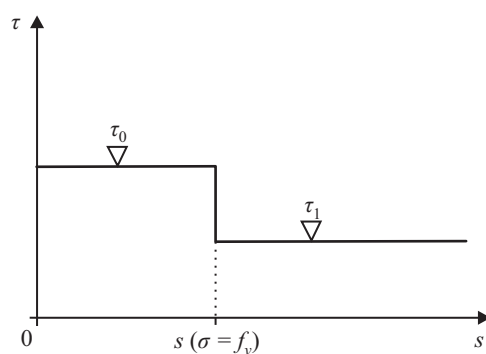


Bild 2.9: Verbundgesetz für das Zuggurtmodell nach SIGRIST [197]

Es sollte nicht unerwähnt bleiben, dass neben der Beschreibung des Verbundverhaltens auf der Grundlage von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen noch eine Reihe weiterer Methoden existieren, welche die Verbundtragwirkung zwischen Bewehrungsstahl und Beton mithilfe einer Modellvorstellung erfassen. Stellvertretend seien an dieser Stelle die Arbeiten von KOBARG [100] mit der Formulie-

rung eines inkrementellen Verbundstoffgesetzes unter Berücksichtigung von Stahldehnung und Querdruk oder von TUE ET AL. [219] mit der Darstellung der Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton mithilfe von Stabwerkmodellen genannt.

Ungeachtet der hier angeschnittenen, neueren Entwicklung hinsichtlich der Ortsabhängigkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen soll noch auf zwei ortsunabhängige Verbundmodelle hingewiesen werden, die aufgrund ihrer Verbreitung einen wichtigen Stellenwert einnehmen.

Durch die fortschreitende Entwicklung auf dem Gebiet der numerischen Tragwerksanalyse mit Finiten Elementen bestand die Aufgabe, Möglichkeiten der Implementierung des lokalen Verbundtragverhaltens zwischen Stahl und Beton zu schaffen. Damit gab es die Bestrebung, Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Verbundmodellen analytisch und weitestgehend verbindlich zu definieren.

ELIGEHAUSEN ET AL. [66] stellten ein Verbundmodell für normalfeste Betone vor, welches in dieser Form Eingang in den CEB-FIP MODEL CODE 90 [28] fand. Dieses Verbundmodell basiert auf einer Verbundlänge von $5 d_s$.

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{\max} \cdot (s/s_1)^\alpha & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{\max} & s_1 < s \leq s_2 \\ \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \cdot (s - s_2)/(s_3 - s_2) & s_2 < s \leq s_3 \\ \tau_f & s_3 < s \end{cases} \quad (2.25)$$

mit

$$\tau_{\max} = k \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.26)$$

Das Modell von ELIGEHAUSEN ET AL. wurde von HUANG ET AL. [94] weiterentwickelt. Neben normalfesten Betonen bezieht das für Verbundlängen von $2,5 d_s$ aufgestellte Modell auch hochfeste Betone (HPC) mit ein.

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{\max} \cdot (s/s_1)^\alpha & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{\max} & s_1 < s \leq s_2 \\ \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \cdot (s - s_2)/(s_3 - s_2) & s_2 < s \leq s_3 \\ \tau_f - \tau_f \cdot (s - s_3)/(s_4 - s_3) & s_3 < s \leq s_4 \end{cases} \quad (2.27)$$

mit

$$\tau_{\max} = k \cdot f_{cm} \text{ in [MPa]} \quad (2.28)$$

Das Bild 2.10 zeigt einen Vergleich der beiden Verbundmodelle für normalfesten Beton unter sonst gleichen Randbedingungen, bei denen ein Versagen durch Spaltbruch ausgeschlossen werden kann. Der wesentlich größere Maximalwert der Verbundspannung in Gleichung (2.28) sowie Bild 2.10b resultiert unter anderem aus dem Einfluss der Verbundlänge. Je kleiner die Verbundlänge ist, desto größer wird die maximale Verbundspannung (vgl. Abschnitt 2.3.7).

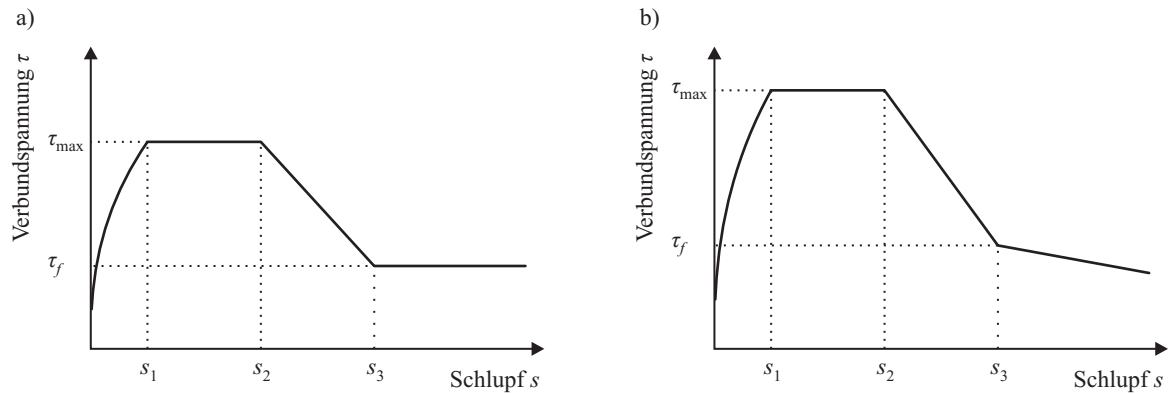


Bild 2.10: Verbundmodelle: a) ELIGEHAUSEN ET AL. [66]; b) HUANG ET AL. [94]

Neben den Verbundmodellen für das Verbundverhalten unter statischen Belastungen wurden ebenfalls Modelle für sogenannte Wechselbelastungen entwickelt. Bei einer Wechselbeanspruchung findet ein zyklisches Schwingspiel zwischen einer Zug- und einer Druckbeanspruchung statt. Exemplarisch seien hier die Modelle von FILIPPOU ET AL. [68], CIAMPI ET AL. [24] und ELIGEHAUSEN ET AL. [66] genannt. Ein wichtiges Merkmal dieser Modelle ist, dass die statische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für die Beanspruchungen infolge Wechselbelastung eine Hüllkurve darstellt (Bild 2.11).

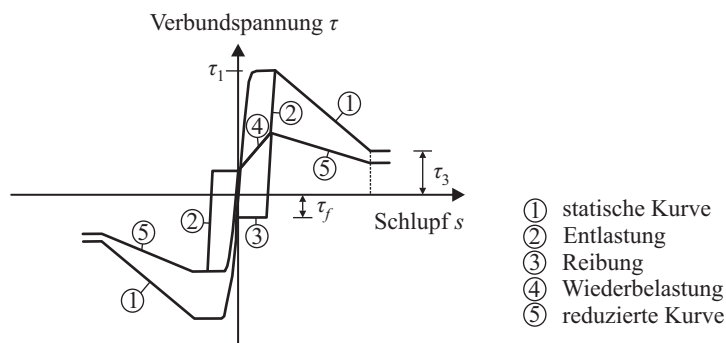


Bild 2.11: Verbundmodell für Wechselbeanspruchung nach FILIPPOU ET AL. [68]

2.3 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten

2.3.1 Überblick

Das Verbundverhalten zwischen Bewehrungsstahl und Beton wird von einer großen Anzahl unterschiedlicher Faktoren beeinflusst. Im Wesentlichen lassen sich diese Faktoren gemäß Tabelle 2.2 in vier Gruppen unterteilen. Hierbei handelt es sich einerseits um die Einflüsse, welche aus den verwendeten Baustoffen herrühren, und andererseits um diejenigen, die mit der aufgetragenen Belastung sowie dem der Untersuchung zugrunde liegenden Probekörper im Zusammenhang stehen.

Tabelle 2.2: Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten

Einflussfaktor			
Bewehrung	Beton	Belastung	Probekörper
<i>Durchmesser</i>	<i>Betonfestigkeit</i>	Längsspannung	Probekörperform
Stabquerschnitt	Betontechnologie	(Druck/Zug)	Probekörpergröße
<i>Rippengeometrie</i>	Zusammensetzung	<i>Querdruck/Querzug</i>	<i>Verbundlänge</i>
Oberfläche	Materialverhalten	Schwelllast	Betonierlage
Endausbildung	Verdichtung	Wechselast	Verbundzonenlage
Korrosion	E-Modul	Schwingbreite	Querbewehrung/ Umschnürung
Duktilität		Dauerbelastung	Betondeckung
Zugfestigkeit		Lastgeschichte	Stabneigung
		<i>Geschwindigkeit</i>	
		<i>Frequenz</i>	Messpunktanordnung
		Temperatur	
		Strahlung	

Die Literatur enthält eine ganze Reihe von Übersichten, in denen viele der in Tabelle 2.2 aufgeführten Einflussfaktoren näher beschrieben und erläutert werden. Stellvertretend seien an dieser Stelle nur die Veröffentlichungen von MAINZ [123], ZILCH & ZEHETMAIER [244], ACI 408 [4] oder fib Bulletin 10 [67] genannt. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es nicht, eine umfassende Darstellung aller nur möglichen Einflüsse zu geben. Vielmehr sollen einige wesentliche Faktoren ausgewählt werden, die in enger Verbindung mit den in Kapitel 4 beschriebenen Versuchen stehen. Das Hauptaugenmerk soll dabei auf der Identifikation von Aussagen liegen, die es erlauben, sinnvolle Verallgemeinerungen eigener Versuchsergebnisse durch geeignete Transformationen vornehmen zu können. Aus diesem Grund werden die Einflussfaktoren, welche in Tabelle 2.2 kursiv hervorgehoben sind, in den folgenden Abschnitten näher betrachtet.

2.3.2 Bezogene Rippenfläche

Begriffsbestimmung

Einen Sonderfall stellt der Einfluss der Rippengeometrie dar. Diese wird im Falle von Rippenstahl seit geraumer Zeit über eine sogenannte, bezogene Rippenfläche f_R als Maß für die Verbundqualität der Bewehrung erfasst. Die Einführung des f_R -Wertes konnte natürlich erst durch eine gewisse Vereinheitlichung der Rippenstähle erfolgen. Vor diesem Vereinheitlichungsprozess wurden noch sehr unterschiedliche Rippengeometrien hergestellt, welche sich nur schwer über einen einheitlich definierten f_R -Wert beschreiben ließen. Wichtige Untersuchungen zur Ermittlung optimierter Oberflächenprofilierungen, welche letztendlich zur Steigerung der Verbundtragfähigkeit führten (Bild 2.12), wurden beispielsweise von WERNISCH [234] und CLARK [25] durchgeführt. ABRAMS [2] stellte bereits 1913 fest, dass das Verhältnis zwischen der eben auf die Stabachse projizierten Rippenfläche und dem Abstand zwischen zwei Rippen, die Stablage beim Betonieren und die Betonfestigkeit wesentliche Einflussgrößen darstellen.

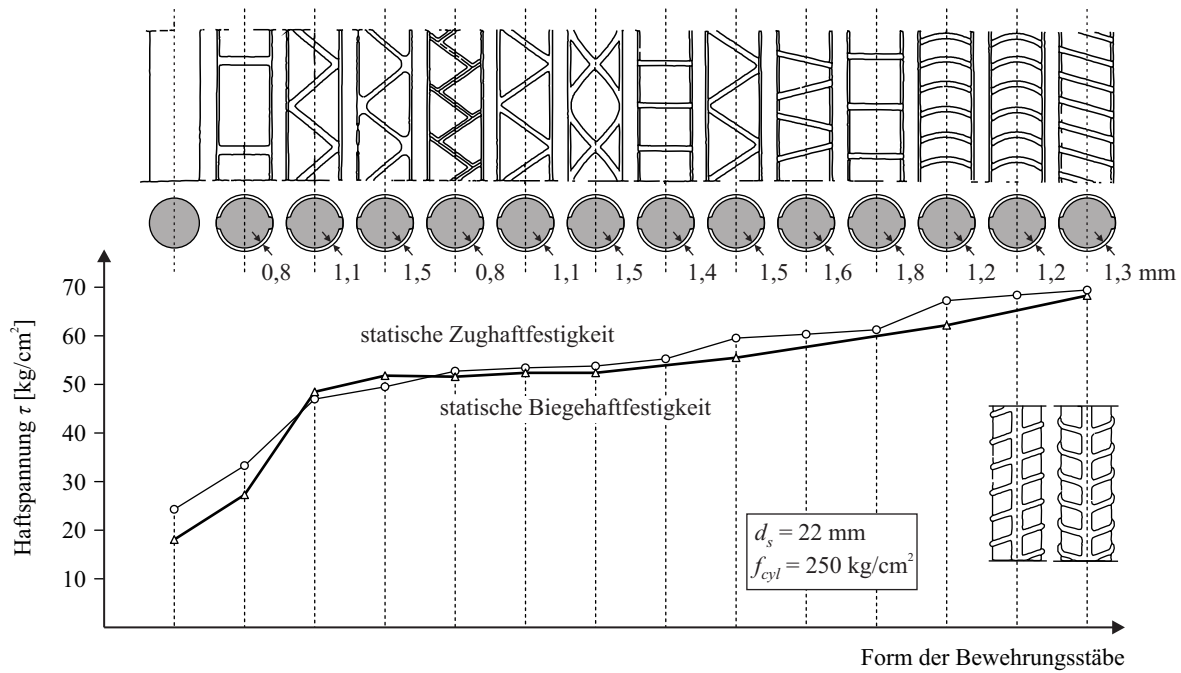


Bild 2.12: Einfluss der Oberflächenprofilierung, Roß [183]

Als wichtiges Merkmal für die Verbundqualität von Betonrippenstählen hat sich daher der sogenannte Wert der bezogenen Rippenfläche f_R durchgesetzt. Für eine beliebige Oberfläche kann dieser Wert allgemein als Verhältnis zwischen der senkrecht zur Stabachse projizierten Rippenfläche und der Mantelfläche zwischen zwei Rippen aufgefasst werden. Erstmals schlug REHM [163] einen derartigen Wert, vereinfacht als Verhältnis von Rippenhöhe zu Rippenabstand, vor¹. Der f_R -Wert ist heute in EN ISO 15630-1 [56] geregelt:

$$\text{bezogene Rippenfläche (ohne Längsrippen)} \quad f_R = \frac{1}{\pi \cdot d_s} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\frac{1}{m} \cdot \sum_{j=1}^m F_{R,i,j} \cdot \sin \beta_{i,j}}{c_i} \quad (2.29)$$

Es sind aber auch vereinfachte Formeln zulässig [56]:

$$\text{Trapezformeln} \quad f_R = \frac{1}{4 \pi \cdot d_s \cdot c} \cdot (a_{1/4} + a_m + a_{3/4}) \cdot (\pi \cdot d_s - \sum e_i) \quad (2.30)$$

$$\text{Simpson'sche Formeln} \quad f_R = \frac{1}{6 \pi \cdot d_s \cdot c} \cdot (2a_{1/4} + a_m + 2a_{3/4}) \cdot (\pi \cdot d_s - \sum e_i) \quad (2.31)$$

$$\text{Parabelformeln} \quad f_R = \frac{2a_m}{3 \pi \cdot d_s \cdot c} \cdot (\pi \cdot d_s - \sum e_i) \quad (2.32)$$

$$\text{Empirische Formeln} \quad f_R = \lambda \cdot \frac{a_m}{c} \quad (2.33)$$

¹ Die erste genaue Definition von f_R wurde von REHM [160] erst 1969 gegeben. Jedoch wurde der Wert f_R bereits 1968 von REHM & MARTIN [173] verwendet.

Verbundspannung

Für Betonstähle mit einem Nenndurchmesser von 14 mm sagte REHM [160] voraus, dass in Ausziehversuchen mit einer Verbundlänge von $10 d_s$ die Erhöhung der bezogenen Rippenfläche bei einem Schlupf auf der unbelasteten Seite von 0,05 mm zu einer fast geradlinigen Zunahme des Verbundwiderstandes führen würde. Mit gestrichelter Linie deutete er das voraussichtliche Erreichen der Scherfestigkeit im Beton zwischen zwei benachbarten Rippen an (Bild 2.13a).

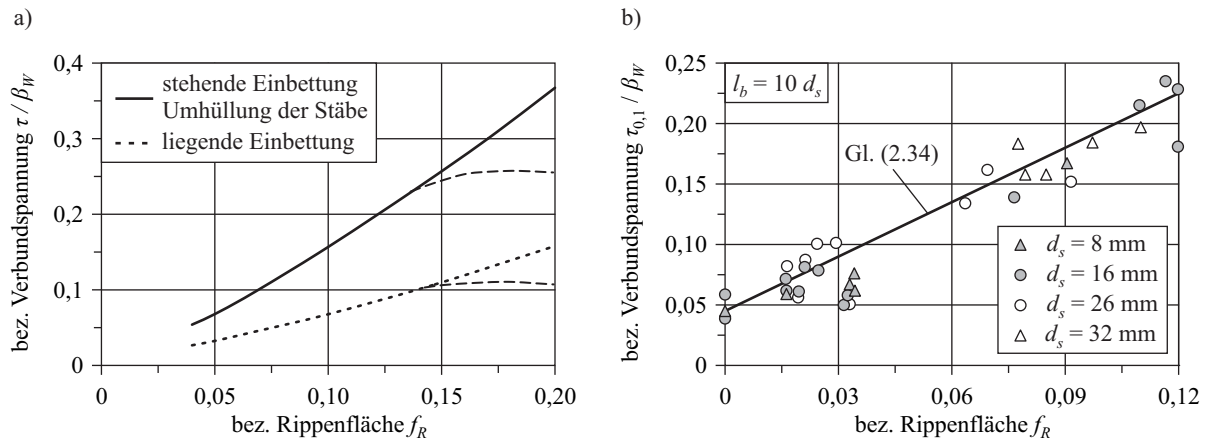


Bild 2.13: Einfluss von f_R : a) auf die mittlere bez. Verbundspannung; b) auf $\tau_{0,1}$ nach REHM [160]

REHM [160] verglich seine Prognose mit Versuchen, die am Materialprüfamt München durchgeführt wurden. Der lineare Zusammenhang zwischen bezogener Rippenfläche und mittlerer Verbundspannung wurde dort für Stähle verschiedener Stabdurchmesser mit $l_b = 10 d_s$ bestätigt. Der Schlupf auf der unbelasteten Seite betrug dabei $s = 0,1$ mm (Bild 2.13b). Der lineare Zusammenhang wurde mit Gleichung (2.34) angegeben, wobei der Summand von 0,045 dem reinen Haft- und Reibungsverbund entspricht.

$$\tau_{0,1} = \beta_w (0,045 + 1,5 f_R) \quad (2.34)$$

Damit sind laut REHM [160] die Voraussetzungen für einen Vergleich zwischen unterschiedlich geformten Rippenstählen bezüglich ihrer Verbundwirkung ohne gesonderte Versuche allein durch Ausmessen des Profils geschaffen. Innerhalb bestimmter Grenzen hielt er sogar eine Aussage über zulässige Verbundspannungen für möglich. Es sollte erwähnt werden, dass die Beziehung gemäß Gleichung (2.34) beispielsweise von TROST ET AL. [218] und WILL [235] auf die Verwendung von Litzenstahl in Spanngliedern übertragen wurde.

In einem weiteren Forschungsprogramm zur Bestimmung des Einflusses der Rippenprofilierung auf das Verbundverhalten untersuchten REHM ET AL. [174] über zweihundert Einzelproben, bei denen wiederum die bezogene Rippenfläche als wichtigster Parameter des Verbundes identifiziert wurde.

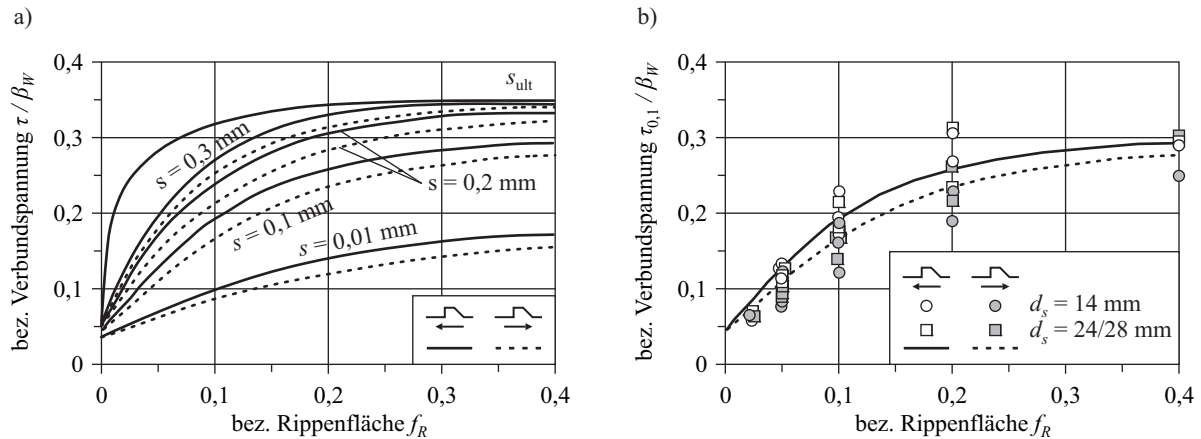


Bild 2.14: Einfluss der bezogenen Rippenfläche: a) $0,01 \text{ mm} \leq s \leq s_{ult}$; b) $s = 0,1 \text{ mm}$, REHM ET AL. [174]

Der lineare Zusammenhang gemäß Gleichung (2.34) konnte jedoch nicht in der gleichen Weise bestätigt werden. Anders als in Bild 2.13b wird in Bild 2.14b ab einer bezogenen Verbundspannung von ungefähr 0,25 ein abflachender Kurvenverlauf deutlich. Eine analytische Beziehung ist nicht angegeben. Dafür wurden jedoch drei Bereiche formuliert, die näherungsweise den Kurvenverlauf für zwei verschiedene Werte des Rippenanlaufs α widerspiegeln (Bild 2.15).

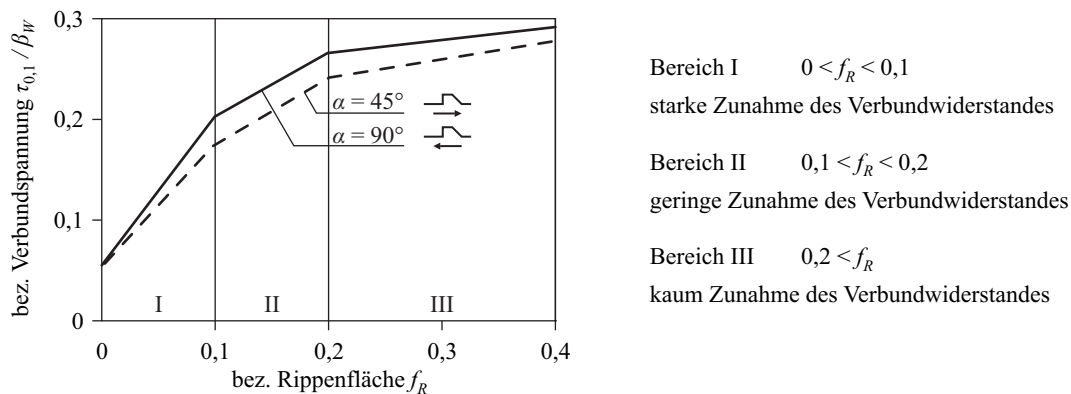


Bild 2.15: Bereiche des Verbundwiderstandes, REHM ET AL. [174]

MARTIN & NOAKOWSKI [129] untersuchten ebenfalls den Einfluss der bezogenen Rippenfläche (Bild 2.16). Sie gingen von einem linearen Zusammenhang zwischen f_R und der einer bestimmten Verschiebung zugeordneten Verbundspannung aus und gaben ihn mit Gleichung (2.35) in allgemeiner Form an:

$$\tau_s = \beta_w (a + f(s) \cdot f_R) \quad (2.35)$$

Der Parameter a beschreibt den Reibungsanteil, der von der Oberflächenbeschaffenheit des Betonstahles zwischen den Rippen abhängt. Mit $f(s)$ wird die Funktion der Endverschiebung bezeichnet. Aus MARTIN & NOAKOWSKI [128] können für eine Relativverschiebung von $s = 0,1 \text{ mm}$ folgende Werte entnommen werden:

$$\tau_{0,1} = \beta_w (0,03 + 1,5 f_R) \quad \text{mittig liegend} \quad (2.36)$$

$$\tau_{0,1} = \beta_w (0,09 + 2,8 f_R) \quad \text{mittig stehend} \quad (2.37)$$

Nach Ansicht von MARTIN & NOAKOWSKI zeigen diese Beziehungen, dass das Verbundverhalten verschiedenartiger Betonstähle allein durch die Kenntnis der bezogenen Rippenfläche beschrieben werden kann.

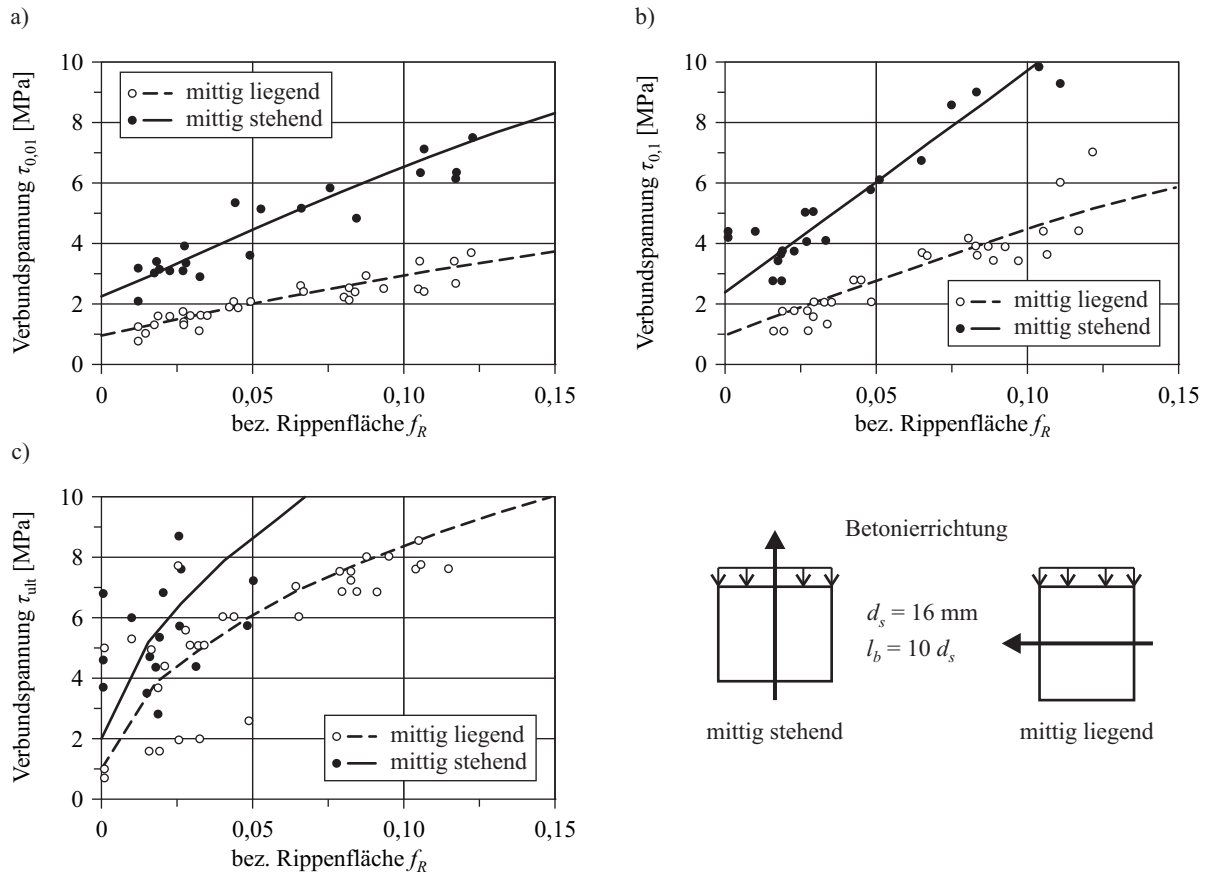


Bild 2.16: Einfluss der bezogenen Rippenfläche, MARTIN & NOAKOWSKI [129]

Relativverschiebung

Die bezogene Rippenfläche als wichtigste Einflussgröße des Verbundes bestimmt nicht nur die Größe der Verbundspannung, sondern auch den Wert des maximalen Schlupfes beim Spalten des Betonkörpers bzw. beim Stabauszug.

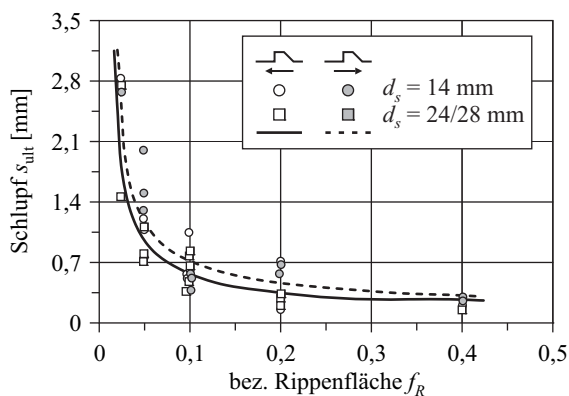


Bild 2.17: Einfluss von f_R auf die Bruchverschiebung, REHM ET AL. [174]

REHM ET AL. [174] beobachteten in ihren Versuchen, dass die maximalen Endverschiebungen (Maximalschlupf) beim Bruch s_{ult} in fast allen Fällen den Endverschiebungen bei maximalen Verbundspannungen entsprachen. Sie nahmen mit wachsender bezogener Rippenfläche hyperbolisch ab (Bild 2.17). Diese Angabe ist jedoch kritisch zu beurteilen, da die dazugehörigen Versagenszustände keine nähere Betrachtung erfuhren. Bei den hier vorliegenden Daten handelt es sich um Ergebnisse kraftgesteuerter Versuche, die vornehmlich Spaltbruchversagen aufwiesen. Ein sinnvoller Vergleich ist nur mittels der Ergebnisse von Ausziehversuchen mit Verbundversagen möglich.

Schranken der bezogenen Rippenfläche

Neben dem minimalen Wert für die bezogene Rippenfläche von damals 0,065 plädierte REHM [160] dafür, normativ ebenfalls eine obere Grenze festzuschreiben. Damit sollte vermieden werden, dass die Lastkonzentration innerhalb kurzer Strecken so hoch wird, dass der Beton bei normaler Betondeckung frühzeitig aufgespalten wird. Aus Bild 2.18 schlussfolgerten REHM ET AL. [174], dass weder zu große noch zu kleine f_R -Werte das günstigste Verbundverhalten garantieren. Im ersten Fall sind zwar die Verbundspannungen und ihre Zunahme groß, der Bruch tritt aber sehr frühzeitig ein. Im zweiten Fall ist es umgekehrt: Die maximalen Verschiebungen sind beinahe unendlich groß, die Verbundspannungen dafür aber sehr klein.

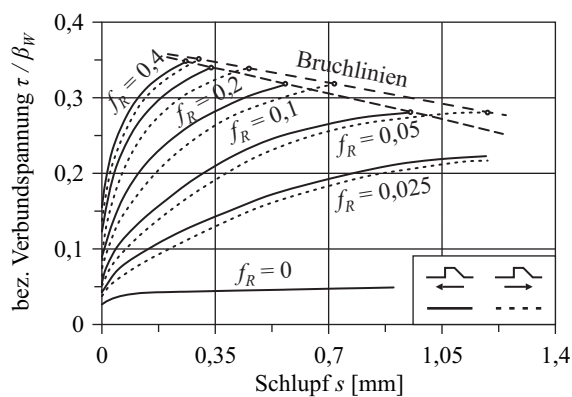


Bild 2.18: Einfluss der bezogenen Rippenfläche, REHM ET AL. [174]

REHM ET AL. gingen davon aus, dass das Verbundverhalten im Mittel durch den Verlauf der Verbundspannungen bei einem Schlupf von 0,1 mm genügend genau beschrieben und die unbekannte Verankerungslänge im Bruchzustand durch die Bruchverschiebung s_{ult} charakterisiert wird. Damit ergibt sich die durch den Verbund auf den Beton übertragene „Kraft“ aus dem Produkt nach Gleichung (2.38).

$$F = \tau_{0,1} \cdot s_{ult} \quad (2.38)$$

Dieser Zusammenhang ist in Bild 2.19 dargestellt. Der günstigste Bereich für die Größe der Profilierung liegt demnach zwischen den Werten von $0,05 < f_R < 0,10$ und innerhalb dieses Bereiches bei etwa 0,07. Diese Versuchsergebnisse bestätigen den in den damaligen deutschen Vorschriften festgelegten Mindestwert für die bezogene Rippenfläche von 0,065.

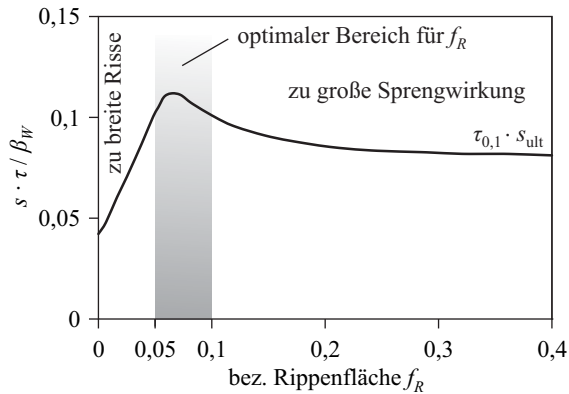


Bild 2.19: Optimale bezogene Rippenfläche, REHM ET AL. [174]

Auf Seiten der Stahlhersteller bestand jedoch offenbar das Interesse an möglichst geringen f_R -Werten, um die Kosten für das Nachschneiden der Walzen reduzieren zu können, vgl. REHM [164]. Zu den Beratungen im Rahmen der europäischen Harmonisierung, in welchen speziell die Festlegung erforderlicher bezogener Rippenflächen im Mittelpunkt stand, schrieb REHM [164]: „Die stundenlangen und unerfreulichen Diskussionen waren für den kritischen Beobachter die Bestätigung für die oft gehegte Befürchtung, die Beschlüsse internationaler Gremien, auch auf technischem Gebiet, würden nicht immer durch Sachkenntnis getragen, sondern wären vielfach durch subjektive Meinungen Einzelner, durch Ressentiments gegen alles, was nicht aus dem eigenen Hause stammt, und anderen, sachlich nicht vertretbaren Verhaltensweisen bestimmt.“ Der im CEB-FIP MODEL CODE 78 [29] gefundene Kompromiss von $f_R \geq 0,055$ für $d_s \geq 12$ mm wurde von REHM als „gerade noch akzeptabel“ angesehen.

Über die später in der deutschen Norm vorgenommene Abminderung der minimalen bezogenen Rippenfläche von 0,065 auf 0,056 schrieb REHM [161], [162] folgende Bemerkung: „Die Entwicklung der Walzwerktechnik zu hohen Walzendgeschwindigkeiten und die Einführung kalt gewalzter Rippenstähle ließ den Wunsch aufkommen, die Höhe der zwischenzeitlich sichelförmig ausgebildeten Rippen so niedrig wie möglich wählen zu können. Dabei spielte der Wunsch, Rippenstähle auch unter nicht vorwiegend ruhender Belastung einsetzen zu können, eine nicht unerhebliche Rolle. Als Ergebnis der Überlegungen wurden die Werte der bezogenen Rippenfläche durchmesserbezogen auf die heute gültigen Mindestwerte von 0,036 bis 0,056 reduziert.“ Interessant scheint in diesem Zusammenhang zu sein, dass bereits 1965 in ASTM A305-65² eine bezogene Rippenbreite von $f_R \geq 0,056$ gefordert wurde, vgl. HÖLZENBEIN & SORETZ [89], [207].

NOAKOWSKI [146], [147] griff die Ergebnisse von REHM ET AL. [174] erneut auf. Wie aus Bild 2.20 ersichtlich, konnten in den Versuchen mit hohen f_R -Werten große Verbundwiderstände erreicht werden. Der Bruch trat aber bereits bei geringen Relativverschiebungen durch Spalten des Betons auf. Wurde der f_R -Wert verringert, verhielt es sich umgekehrt. Bei gleicher Verschiebung war die bezogene Verbundspannung sehr viel kleiner, dafür erfolgte der Bruch erst im Bereich großer Relativverschiebungen. Der günstigste Wert für die Profilierung eines Betonstahles liegt nach Meinung NOAKOWSKIS demnach im Bereich von $0,060 \leq f_R \leq 0,130$.

² ASTM A305: Minimum requirements for the deformations of deformed steel bars for concrete reinforcement (ASTM A305-65). American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1965; entnommen HÖLZENBEIN & SORETZ [89]

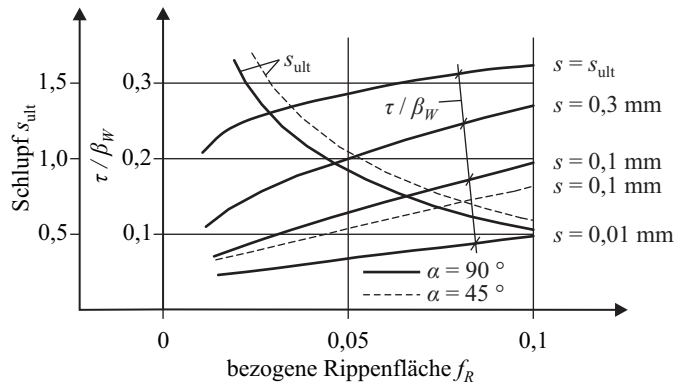


Bild 2.20: Einfluss der bezogenen Rippenfläche, NOAKOWSKI [146], [147]

Rippenform

Neben dem Einfluss der bezogenen Rippenfläche untersuchten REHM ET AL. [174] auch den Einfluss der Rippenneigung bei Annahme eines konstanten f_R -Wertes. Das Bild 2.21 zeigt, dass mit Zunahme des Rippenneigungswinkels die Verbundqualität gesteigert werden kann. Kritisch betrachtet spricht dieser Fakt allerdings dafür, sich nicht ausschließlich auf die bezogene Rippenfläche als Verbundkriterium zu beschränken.

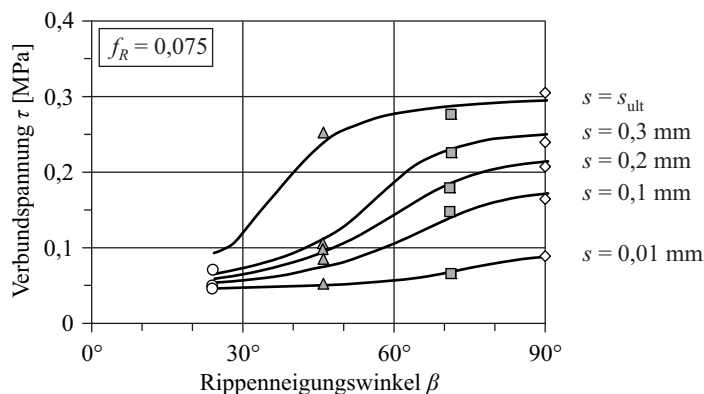


Bild 2.21: Einfluss der Rippenneigung auf die Verbundspannung, REHM ET AL. [174]

DARWIN & GRAHAM [40] untersuchten an Ausziehversuchen mit neun verschiedenen Rippengeometrien ebenfalls den Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf den Verbundwiderstand. Sie beobachteten, dass mit steigendem f_R -Wert höhere Verbundspannungen erzielt werden konnten und dass die bezogene Rippenfläche unabhängig von der Kombination der Rippenhöhe und des Rippenabstandes war. Dieser Sachverhalt deckt sich mit den Untersuchungen von SORETZ & HÖLZENBEIN [207], die keinen Einfluss durch die Änderung von Rippenform und -größe auf die Verbundfestigkeit zeigten, sofern die bezogene Rippenfläche unverändert blieb. Allerdings reduzierte eine geringere Rippenhöhe die Bildung von Längsrissen.

Verankerungslängen

MAYER [132] formulierte zwei unterschiedliche Bereiche für die Abhängigkeit zwischen der „kritischen Verbundspannung“ (Verbundspannung beim Übergang von Spaltbruch- zu Scherbruchversagen) und der bezogenen Rippenfläche.

$$\frac{\tau_1}{f_{ctm}} = \frac{48,3\bar{f}_R^5 - 13,3\bar{f}_R^4 + f_R^3 - 0,0086\bar{f}_R^2 - 0,0000116\bar{f}_R + 0,000016}{60000} \quad 0 \leq f_R \leq 0,08 \quad (2.39)$$

$$\frac{\tau_1}{f_{ctm}} = 13,27543 f_R + 4,00869 \quad 0,08 \leq f_R \leq 0,12 \quad (2.40)$$

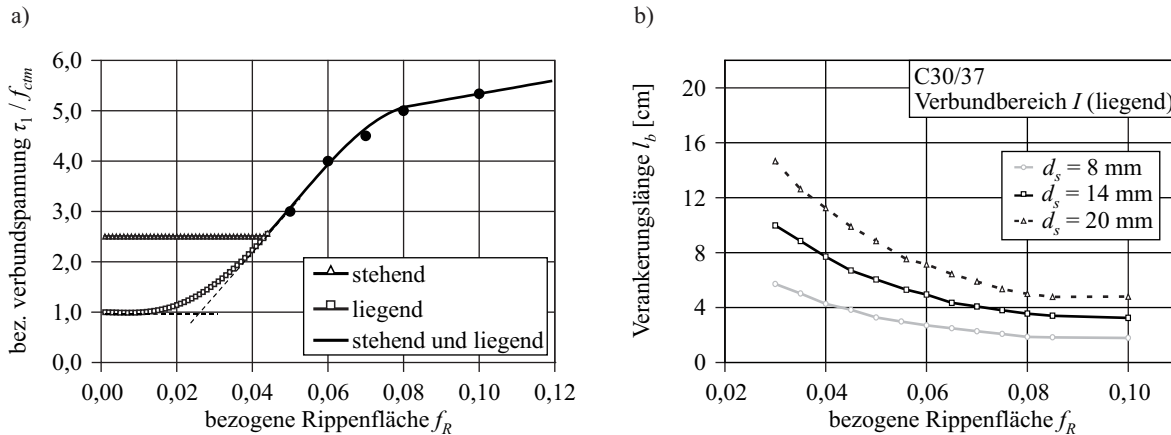


Bild 2.22: a) Verhältnis τ_1/f_{ctm} als Funktion von f_R ; b) erforderliche Verankerungslängen, MAYER [132]

Die Gleichungen (2.39) und (2.40) sind in Bild 2.22a aufgetragen. In einer Parameterstudie erzeugte MAYER spezifische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit vom f_R -Wert (Bild 2.23). Mithilfe einer numerischen Integration der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes leitete er daraus erforderliche Verankerungslängen ab, die mit zunehmender bezogener Rippenfläche kürzer werden (Bild 2.22b).

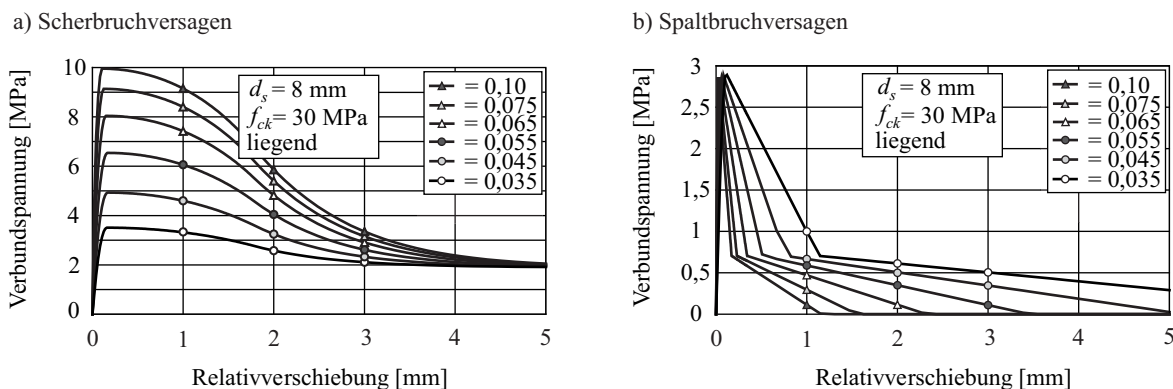


Bild 2.23: Parameteruntersuchung für die bezogene Rippenfläche, MAYER [132]

Zyklische Belastung

Mit dem Einfluss der Rippenfläche auf *zyklische* Versuche befassten sich ZUO & DARWIN [246]. Sie untersuchten unter anderem das unterschiedliche Schlupfwachstum für Stähle mit konventionellem und erhöhtem f_R -Wert. Für $f_R = 0,119$ wurde gegenüber $f_R = 0,085$ eine schwächere Schlupfentwicklung gemessen, ein analytischer Zusammenhang jedoch nicht angegeben. Es ist aber anzunehmen, dass die unter Wechselbelastung erzielten Beobachtungen qualitativ auf Zugschwellbelastungen übertragen werden können.

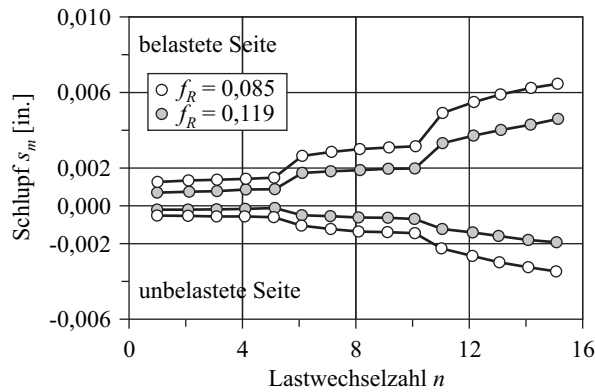


Bild 2.24: Schlupfwachstum bei Wechselbelastung für unterschiedliche f_R nach ZUO & DARWIN [246]

2.3.3 Stabdurchmesser

Bei der Untersuchung des Einflusses durch den Stabdurchmesser muss zunächst klar unterschieden werden, ob es sich um einen Einfluss aufgrund unterschiedlicher Durchmesser bei konstanter Verbundlänge handelt oder ob der Einfluss des *bezogenen* Durchmessers d_s / l_b gemeint ist. Das Bild 2.25 zeigt den typischen Verlauf der Ausziehkraft-Schlupf-Beziehungen für verschiedene Stabdurchmesser bei einer konstanten Verbundlänge von $l_b = 100$ mm.

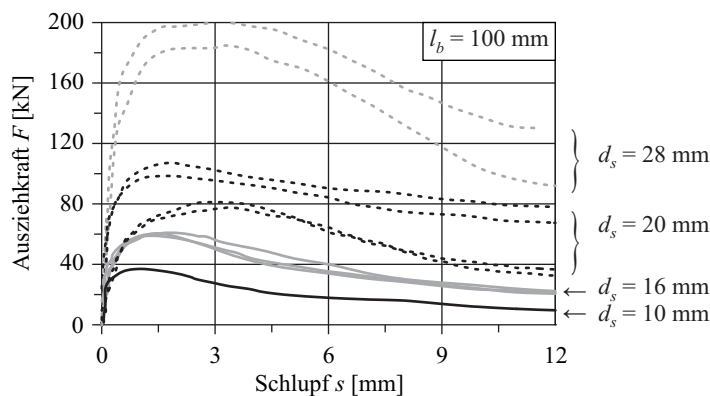


Bild 2.25: Einfluss des Stabdurchmessers nach IDDA [95]

Beim bezogenen Durchmesser hingegen wird der Stabdurchmesser in Relation zur Verbundlänge gesetzt. Das heißt, dass ein Vergleich von Stabdurchmessern immer auf Basis von Verbundlängen mit $2 d_s$, $5 d_s$ oder auch $10 d_s$ durchgeführt wird, was eine direkte Vergleichbarkeit erschwert.

Gemäß RUBWURM [187] hat der Stabdurchmesser im Bereich von 4 bis 32 mm nur wenig Einfluss auf die Verbundwirkung, wobei dieser bei Stäben mit kleinen Durchmessern leicht zunimmt. Dies wurde innerhalb der normativen Festlegung der Rippenabmessungen bei Stäben $d_s < 12$ mm durch geringfügig geringere Werte für die bezogene Rippenfläche ausgeglichen, vgl. DIN 488-2 [48].

Die gleichen Beobachtungen wurden von REHM [163] und MARTIN & NOAKOWSKI [129] gemacht. Auch hier war der Einfluss des Stabdurchmessers auf das Verbundverhalten gering, weswegen er in erster Näherung als vernachlässigbar eingestuft wurde. Da aber das Verhältnis von Stabumfang zu Stabquerschnitt mit abnehmendem Durchmesser günstiger wird, kann durch die gleiche lokale Verbundspannung bei dünnen Stäben örtlich eine höhere Stahlspannung als bei dicken Stäben aufgenommen werden. REHM vermutete, dass die vereinzelt in der Literatur enthaltenen Feststellungen, dass die Verbundeigenschaften dünnerer Stäbe besser als die dickerer Stäbe wären, oft auf diesem Zusammenhang beruhen.

ELIGEHAUSEN ET AL. [66] konnten ebenfalls einen leichten Abfall der maximalen Verbundspannungen mit zunehmendem Stabdurchmesser verzeichnen. Der Unterschied zwischen Stäben mit $d_s = 19$ und $d_s = 32$ mm betrug bis zu 15%.

Eine Durchmesserabhängigkeit des Verbundes konnten auch SOROUSHIAN & CHOI [208] an querbewehrten Ausziehkörpern mit einer Verbundlänge von $5 d_s$ nachweisen (Bild 2.26a). Sie gaben diese als lineare Beziehung gemäß Gleichung (2.41) an (Bild 2.26b).

$$\tau_{ult} = 20 - 0,25 d_s \quad (2.41)$$

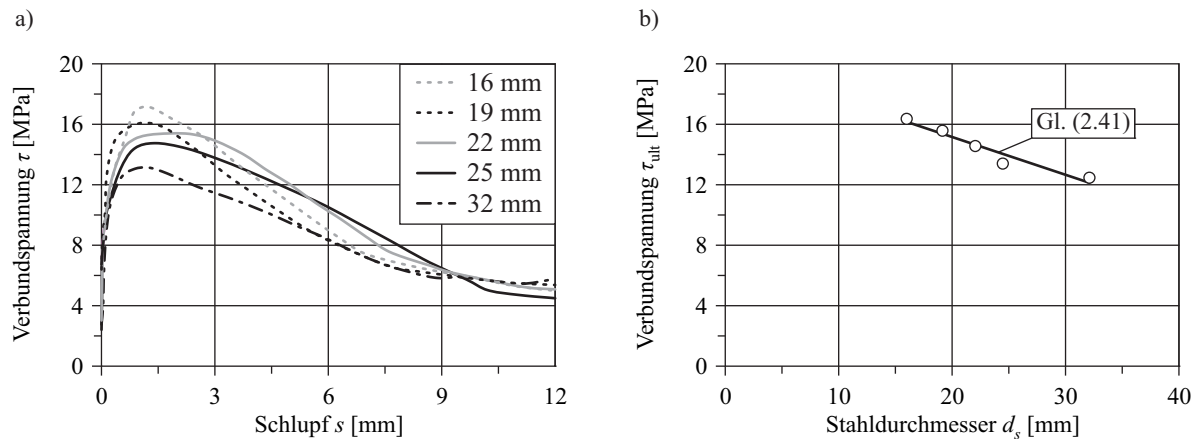


Bild 2.26: Einfluss des Stabdurchmessers: a) τ - s -Beziehungen; b) τ_{ult} , SOROUSHIAN & CHOI [208]

Nicht unberücksichtigt bleiben sollte, dass der Stabdurchmesser stets im Zusammenhang mit der Betondeckung gesehen werden muss. Bei gleicher Stahlspannung können mit größeren Stäben auch höhere Kräfte übertragen werden. Die höheren Stabkräfte bewirken entsprechend große Ringzugspannungen, die nur durch eine genügend große Betondeckung aufgenommen werden können. Um eine frühzeitige Längsrisssbildung zu vermeiden, muss daher eine durchmesserabhängige Mindestbetondeckung eingehalten werden, vgl. RUßWURM [187]. Hat sich jedoch bereits ein Riss entlang des Stabes gebildet, nimmt der Einfluss des Stabdurchmessers deutlich zu (vgl. Abschnitt 2.3.6).

2.3.4 Betonfestigkeit

Normalbeton

Bereits frühzeitig wurde erkannt, dass die Betonfestigkeit eine zentrale Rolle spielt. Mit ansteigender Festigkeit nehmen sowohl die Verbundtragfähigkeit als auch die Verbundsteifigkeit, das heißt der Anstieg der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, zu (Bild 2.27).

In welchem Maße die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundes zunehmen, wird jedoch bis heute nicht einheitlich beurteilt. Allgemein kann die Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betonfestigkeit mit Beziehung (2.42) angegeben werden.

$$\tau \sim f_c^k \quad (2.42)$$

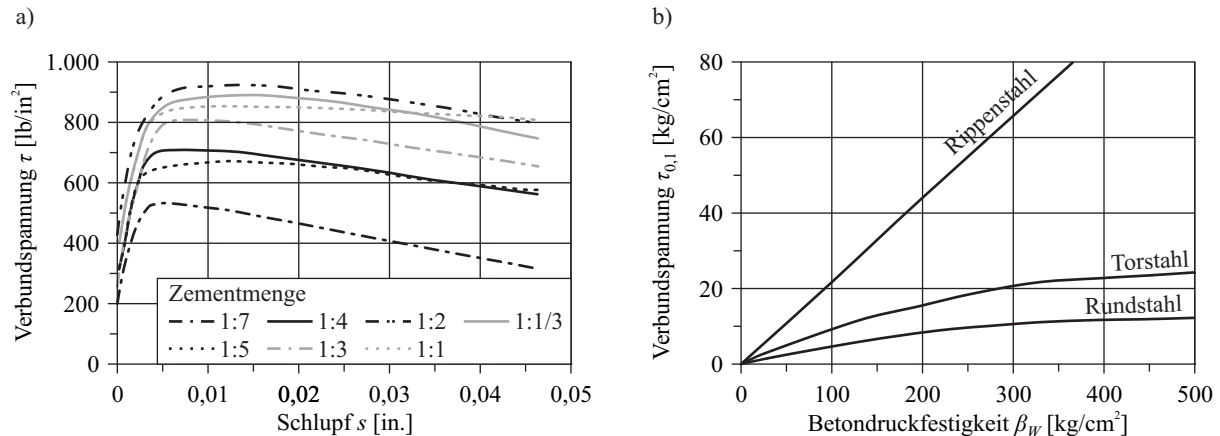


Bild 2.27: Einfluss der Betongüte: a) Zementmenge, ABRAMS [1]; b) Betondruckfestigkeit, RÜSCH [184]

MAINZ [123] fasste einige in der Literatur enthaltene Abhängigkeiten zusammen (Tabelle 2.3). Dabei reicht das Spektrum von $k = 1$ (direkt von der Druckfestigkeit abhängig) bis $k = 2/3$ (von der Zugfestigkeit abhängig). Häufig wurde mit $k = 1/2$ eine Abhängigkeit von der Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit angegeben.

MARTIN [125], [126] differenzierte die Bereiche der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und nahm folgende Einteilung vor:

- Proportionale Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betondruckfestigkeit im Bereich des reinen Scherverbundes ($s = 0,01 \dots 1 \text{ mm}$)

$$\tau \sim \beta_w \quad (2.43)$$

- Proportionale Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betonzugfestigkeit bei beginnenden Verschiebungen ($s = 0 \dots 0,01 \text{ mm}$) und bei Höchstlast ($s > 1 \text{ mm}$)

$$\tau \sim \beta_w^{2/3} \quad (2.44)$$

Bei geringen Relativverschiebungen wird die Verbundspannung durch die Betondruckfestigkeit der Betonkonsolen unter den Rippen bestimmt und ist somit nahezu linear von ihr abhängig. Die maximale Verbundspannung (Verbundbruchspannung) wird von der Versagensursache bestimmt. Diese besteht entweder im Abscheren der Betonkonsolen (Ausziehversagen) oder im Aufspalten des Ausziehkörpers infolge Spaltens (Sprengbruchversagen). Die maximalen Verbundspannungen beider Versagensarten verhalten sich proportional zur Betonzugfestigkeit.

Somit ist es nicht möglich, eine pauschale Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betonfestigkeit zu formulieren. Es muss klar sein, ob es sich bei der Verbundspannung τ um die maximale Verbundspannung τ_{ult} oder um eine Verbundspannung auf dem aufsteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, beispielsweise $\tau_{0,1}$, handelt. Damit erscheint es problematisch, Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in einer Form aufzutragen, bei der sie von vornherein auf eine bestimmte Betonfestigkeit bezogen werden.

Tabelle 2.3: Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betonfestigkeit, MAINZ [123]

Autor	Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Betonfestigkeit	
REHM [163] MARTIN [127]	$\tau \sim \beta_W$	
MARTIN & NOAKOWSKI [129]	$\tau \sim \beta_W^c$ für Rippenstäbe $c = 1,0 - 1,2$ ¹⁾	
CEB Bulletin 151 [27]	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit $\tau \sim f_{cm}^\xi$ mit $\xi = 0,5 - 1,0$	bei Sprenggrissversagen bei Scherversagen
HUNGSPREUG (1981) ³	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit $\tau \sim$ Betonschubfestigkeit	bei Sprenggrissversagen bei Scherversagen
PASCHEN ET AL. [152]	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit	
LORRAIN & KHELAFI (1988) ⁴	$\tau \sim$ Betonzugfestigkeit	auch bei hochfestem Beton
UNTRAUER & HENRY [221] ELIGEHAUSEN ET AL. [66] ROBINS & STANDISH [182] SOROUSHIAN ET AL. [208]	$\tau \sim f_{cm}^{1/2}$	
NAGATOMO & KAKU [141]	$\tau \sim f_{cm}^{2/3}$	
NYKYRI (1986) ⁵	$\tau \sim \beta_W$ oder $\tau \sim c_1 \beta_W^{0,469} + c_2 \beta_W^2$	abhängig von der Profilierungsart
EN 1992-1-1 [55]	$f_{bd} \sim f_{ck}^{2/3}$	
CEB-FIP MODEL CODE 90 [28]	$\tau \sim f_{ck}^{1/2}$	

¹⁾ Bei $c > 1,0$ (stark profilierte Rippenstäbe) wächst die Verbundspannung schneller als die Betondruckfestigkeit. Da die Betonzugfestigkeit nur mit $\beta_W^{2/3}$ anwächst, wird zunehmend ein Sprenggrissversagen maßgebend.

²⁾ mit $c_2 < c_1$

Inwieweit die Betonfestigkeit auch einen Einfluss auf den sich einstellenden Schlupf ausübt, kann an dieser Stelle nicht sicher geklärt werden. REHM ET AL. [174] untersuchten den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Maximalschlupf der zumeist infolge Spaltbruchs versagenden Proben. Dabei stellten sie fest, dass sich mit zunehmender Festigkeit geringere Endverschiebungen ergeben (Bild 2.28). Der Funktionsverlauf entspricht in etwa dem Verhältnis zwischen Betonzug- und Betondruckfestigkeit. Das verwundert insofern nicht, als dass bei Beton die Spaltbruchneigung mit steigender Sprödigkeit stark zunimmt. Um sichere Erkenntnisse gewinnen zu können, müssten jedoch die Ergebnisse von Ausziehversuchen mit Verbundversagen untereinander verglichen werden.

³ Hungspreug, S.: Local bond between a reinforcing bar and concrete under high intensity cyclic load. Cornell University, Ithaca, N. Y., Report 81-6, 1981; entnommen MAINZ [123]

⁴ Lorrain, M.; Khelafi, H.: Sur la résistance de la liaison armature-béton de haute résistance. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux publics, No. 470, Série: Béton 260 (1988), S. 118-128; entnommen MAINZ [123]

⁵ Nykyri, P.: Bond behaviour – Recent research projects at the concrete and silicate laboratory, Technical Research Centre of Finland. In: Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete, Nordic Seminar, Göteborg, October 1985. 1986, S. 10-24 (Chalmers University of Technology, Göteborg, Publication 86/1); entnommen MAINZ [123]

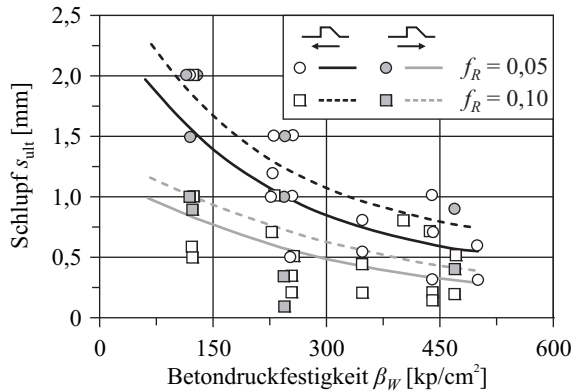


Bild 2.28: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Schlupf s_{ult} , REHM ET AL. [174]

In statischen Ausziehversuchen fand eine Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit bisher häufig über die Formulierung einer bezogenen Verbundspannung in Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen statt. Damit wird jedoch stillschweigend davon ausgegangen, dass sich die Änderung der Druck- bzw. der Zugfestigkeit des Betons nicht auf die Größe der Schlupfwerte auswirkt.

Von BALÁZS [10] wurde der sich bei der Verbundbruchspannung einstellende Schlupf in Abhängigkeit von der Betonkonsolenlänge zwischen den Rippen s_c und damit im Prinzip in Abhängigkeit vom Rippenabstand angegeben. Die Abhängigkeit von der Betonfestigkeit wird damit ausgeschlossen.

$$s_{ult} = 1 + 0,04 \cdot s_c \quad (2.45)$$

Zu *zyklischen* Ausziehversuchen sind vergleichbare Aussagen nicht möglich. Es ist zu vermuten, dass der Anstieg der Betondruckfestigkeit zu einem verlangsamten Schlupfwachstum führt (Bild 2.29). Eine gezielte Untersuchung dazu ist dem Autor nicht bekannt.

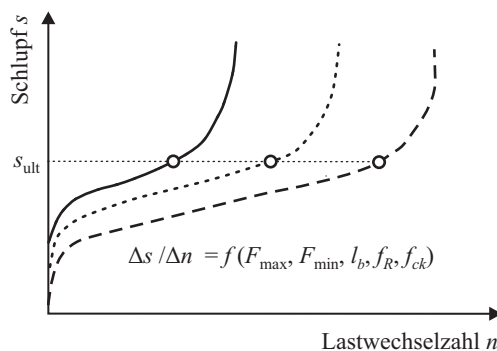


Bild 2.29: Vermuteter Betonfestigkeitseinfluss bei zyklischer Belastung, BALÁZS [12]

Hochfester & Ultrahochfester Beton

Durch die fortschreitende Entwicklung auf dem Gebiet der Baustoffforschung steht dem heutigen Bauwesen eine breite Palette verschiedener Betonarten mit unterschiedlichsten Eigenschaften zur Verfügung. Dabei wurde insbesondere mit der systematischen Erprobung von hochfesten Betonen (HPC) ein konsequenter Weg der Materialoptimierung beschritten, der in der Entwicklung von ultrahochfesten Betonen (UHPC) gipfelte. Mit diesen neuartigen Betonarten kann die Aufnahme von Betondruckspannungen wesentlich gesteigert werden.

Die Festigkeit des hochfesten und ultrahochfesten Betons hängt in erster Linie von der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein ab. Die Verbesserung dieser Kontaktzone durch die Zugabe von Silikastaub führt dazu, dass die Zuschlagkörner beim Bruch nicht mehr aus der Matrix herausgelöst werden, sondern der Riss durch den Zuschlag verläuft, was zu einer deutlichen Steigerung der Betondruck- als auch der Betonzugfestigkeit führt. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Betonzugfestigkeit nicht in gleichem Maße zunimmt wie die Betondruckfestigkeit. Dieses Phänomen, welches bereits bei hochfestem Beton (HPC) zu beobachten ist, wird bei ultrahochfestem Beton (UHPC) noch verstärkt. Die Sprödigkeit des Materials nimmt in hohem Maße zu.

Die hohe Druckfestigkeit und der größere Elastizitätsmodul von hochfestem Beton führen bei einer Bewehrung mit vergleichbaren Eigenschaften im Gegensatz zum Normalbeton zu einem steiferen Verbund. Bild 2.30a zeigt das typische Verhalten von Ausziehkörpern aus normalfestem und hochfestem Beton. Bei diesen Versuchen wurde das Sprenggrissversagen in der Betondeckung durch eine Wendelbewehrung ausgeschlossen. Sowohl für die maximale Verbundspannung τ_{ult} als auch für die sich bei einem Schlupfwert von 0,2 mm einstellende Verbundspannung $\tau_{0,2}$ ermittelten ZHIMING & ZHIMANG [241] einen linearen Zusammenhang mit der Betonzugfestigkeit (Bild 2.30b/c).

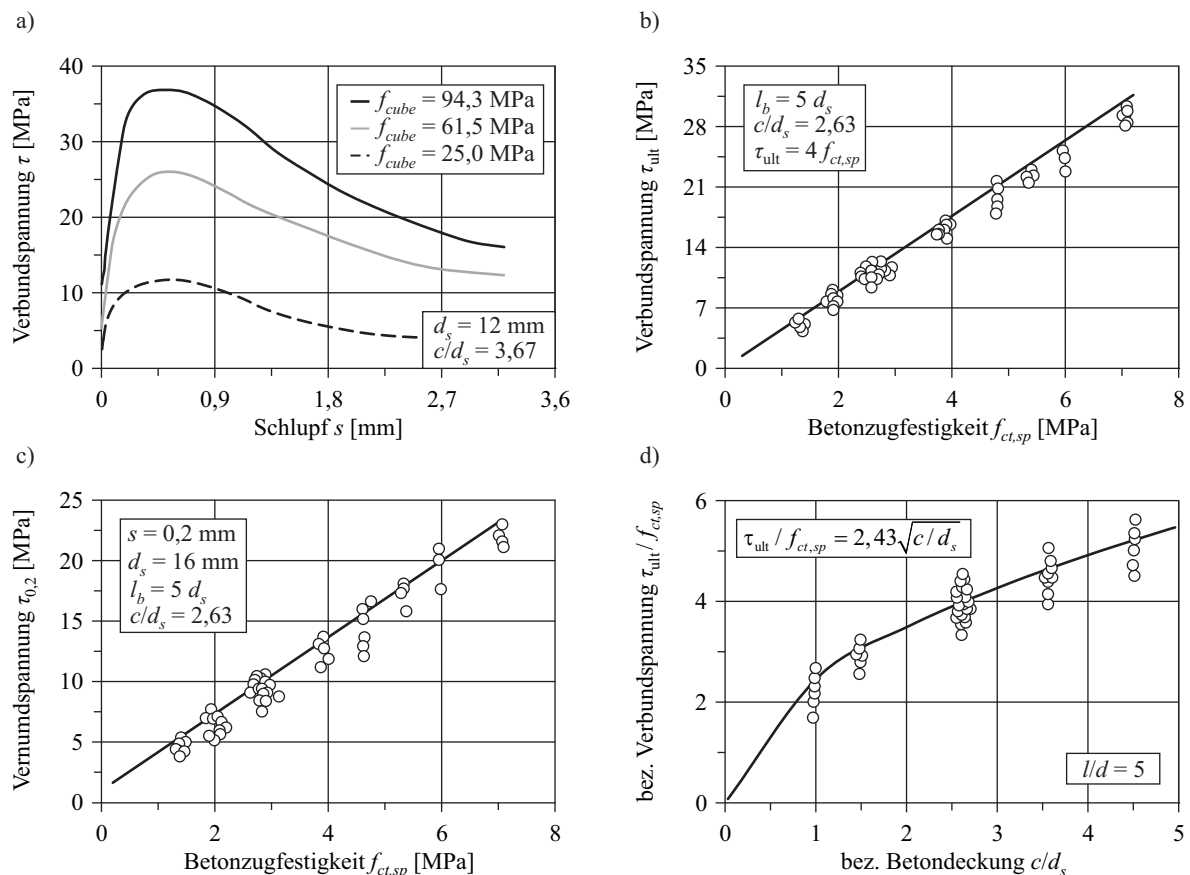


Bild 2.30: Versuchsergebnisse von ZHIMING & ZHIMAN [241]

In den Ausziehversuchen fand eine Variation der Betondruckfestigkeit zwischen 60 MPa und 100 MPa statt. Zusätzlich wurden die Einflüsse aus dem Stahldurchmesser, der Betondeckung, der Verbundlänge und der Querbewehrung untersucht. Dabei konnte eine Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung von der Wurzel des Verhältnisses aus Betondeckung zu Stabdurchmesser beobachtet werden (Bild 2.30d). Für konstante Verbundlängen ohne Querbewehrung wurde die Beziehung gemäß Gleichung (2.46) angegeben.

$$\tau_{ult} = f_{ct,sp} \cdot 2,43 \sqrt{c/d_s} \quad (2.46)$$

Damit besteht durchaus ein Zusammenhang mit der von ELIGEHAUSEN ET AL. [66] vorgeschlagenen Beziehung für die Verbundbruchspannung beim Spaltbruchversagen von normalfestem Beton:

$$\tau_{cr} = f_{ct} \cdot 1,54 \sqrt{c/d_s} \quad (2.47)$$

HUANG ET AL. [94] stellten in ihren experimentellen Untersuchungen fest, dass die maximalen Verbundspannungen bei Ausziehversuchen an hochfestem Beton direkt proportional mit der Betondruckfestigkeit steigen (Bild 2.31). Die Annahme einer Proportionalität gegenüber dem Wurzelausdruck gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90 würde ihrer Meinung nach zu einer Unterschätzung des Verbundwiderstandes führen.

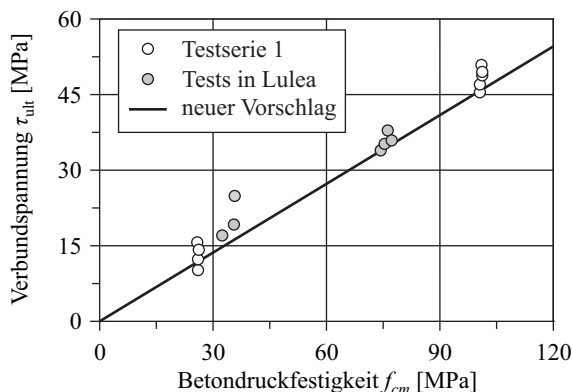


Bild 2.31: Maximale Verbundspannung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit, HUANG ET AL. [94]

Aus diesem Grund gaben sie in ihrem Verbundmodell die Zusammenhänge gemäß Tabelle 2.4 an, welche sowohl für normalfesten als auch für hochfesten Beton Gültigkeit haben (vgl. Abschnitt 2.2). Der zur maximalen Verbundspannung gehörige Schlupf s_1 ist für hochfesten Beton nach diesem Modell nur halb so groß wie derjenige für Normalbeton. Damit muss davon ausgegangen werden, dass offenbar auch der Schlupf s_{ult} von der Betonfestigkeit beeinflusst wird.

Tabelle 2.4: Verbundmodell [94]

Parameter	Verbundbedingungen			
	Normalbeton		Hochfester Beton	
	gute	sonstige	gute	sonstige
τ_{ult}	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$
s_1	1,0 mm	1,0 mm	0,5 mm	0,5 mm

ECKFELDT [59] führte anhand seiner Versuche eine Überprüfung der Annahmen zur Abhängigkeit zwischen Verbundspannung und Betonfestigkeit durch. Mit der Regression gemäß Gleichung (2.48)

$$\tau_{ult} = 59,9 \cdot \ln f_{ct,sp} - 44 \text{ in [MPa]} \quad (2.48)$$

formulierte er jedoch einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen der maximalen Verbundspannung und der Betondruck- bzw. der Betonzugfestigkeit.

Für ultrahochfesten Beton (UHPC) wurde die Zunahme der übertragbaren Verbundspannungen mit steigender Betondruckfestigkeit von LEUTBECHER [116] bestätigt. Damit ist die Ausbildung von sehr kurzen Verbundlängen möglich. LEUTBECHER wies aber auch darauf hin, dass die im Verhältnis zur Druckfestigkeit geringere Zugfestigkeit bei ultrahochfestem Beton (UHPC) gegenüber hochfestem oder normalfestem Beton zu einer verstärkten Spaltbruchneigung führt. Diese kann durch die Zugabe von Fasern in den Beton oder durch entsprechend große Betondeckungen verhindert werden. Die Frage, ob oder in welchem Maße eine Reduzierung der Mindestbetondeckung für ultrahochfesten Beton ohne Verschlechterung des Verbundwiderstandes möglich wird, ist ebenso ungeklärt wie eine systematische Bestimmung sinnvoller Bemessungsannahmen für reale Bauteilgeometrien.

2.3.5 Querdruckbelastung

Der Einfluss einer Querdruckspannung auf das Verbundverhalten von Betonstählen wurde bereits in zahlreichen Forschungsvorhaben untersucht. An dieser Stelle seien nur die wesentlichen Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen aufgeführt.

Im Zusammenhang mit unterschiedlichen Auflagerungsarten von Ausziehkörpern stellte schon LEONHARDT [111] fest, dass es zu einer Querdruckbelastung infolge einer Querdehnungsbehinderung kommen kann. Dieser Querdruck beeinflusst das Verbundverhalten positiv, so dass die Verbundtragfähigkeit nicht unerheblich ansteigt (Bild 2.32).

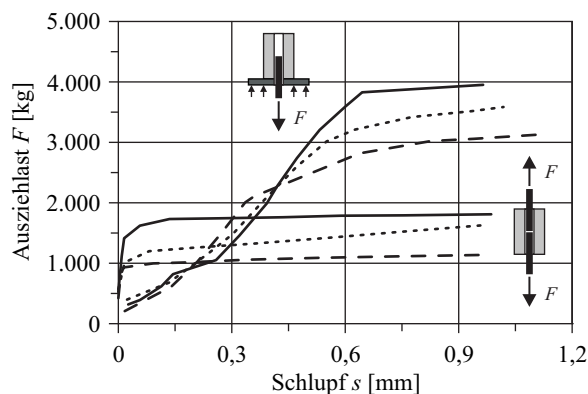


Bild 2.32: Querdruckeinfluss durch Querdehnungsbehinderung, LEONHARDT [111]

Gezielte Untersuchungen über das Verbundverhalten unter Querdruckbeanspruchung wurden von UNTRAUER & HENRY [221] durchgeführt. Sie beobachteten bei steigendem Querdruck sowohl eine Zunahme der Relativverschiebungen s_{ult} zwischen Stahl und Beton (Bild 2.33a) als auch eine Zunahme der Verbundspannungen (Bild 2.33b). Dabei nahm bei steigender Querpressung die maximale Verbundspannung τ_{ult} stärker zu als die Verbundspannung bei geringeren Relativverschiebungen mit $s = 0,005$ in. (0,127 mm). Die Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung vom Querdruck wurde von UNTRAUER & HENRY mit Gleichung (2.49) angegeben.

$$\tau_{ult} / \sqrt{f_{cm}} = 18 + 0,45 \cdot \sqrt{p} \quad \text{in [psi]} \quad (2.49)$$

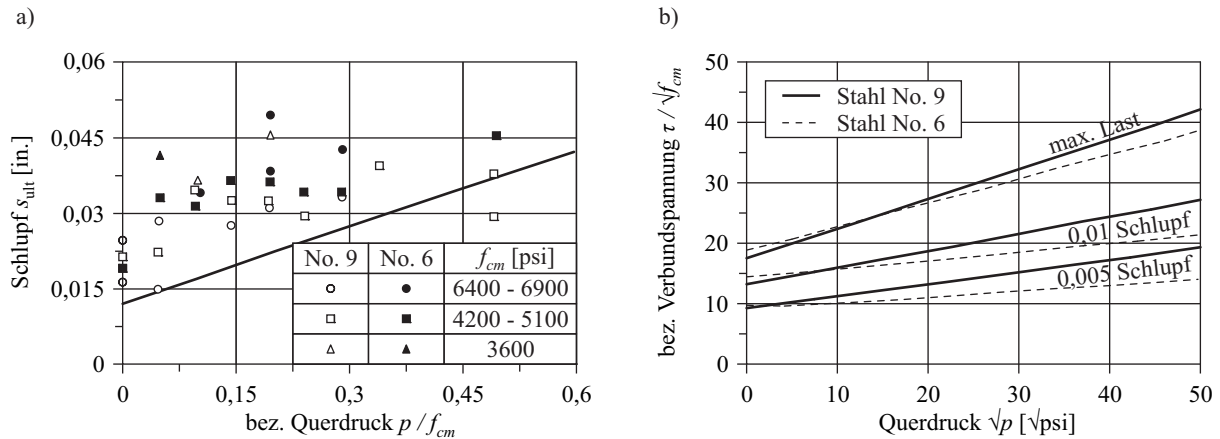


Bild 2.33: Querdrukeinfluss, UNTRAUER & HENRY [221]

Bezüglich des Querdrukeinflusses auf den Verbund stellte ГВОЗДЕВ (Gvozdev) [247] fest, dass die Steigerung der Verbundtragfähigkeit für Rippenstahl bis zu 30% und bei glatten Stählen bis zu 50% betragen kann (Bild 2.34a). Dies gilt jedoch nur bis zu einem Querdruk von maximal 40% der Betondruckfestigkeit. Bei größerem Querdruk nimmt die Verbundtragfähigkeit wegen erhöhter Spaltbildung im Beton wieder ab. Der Beginn der Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton wird bereits bei geringen Querdrukungen herausgezögert.

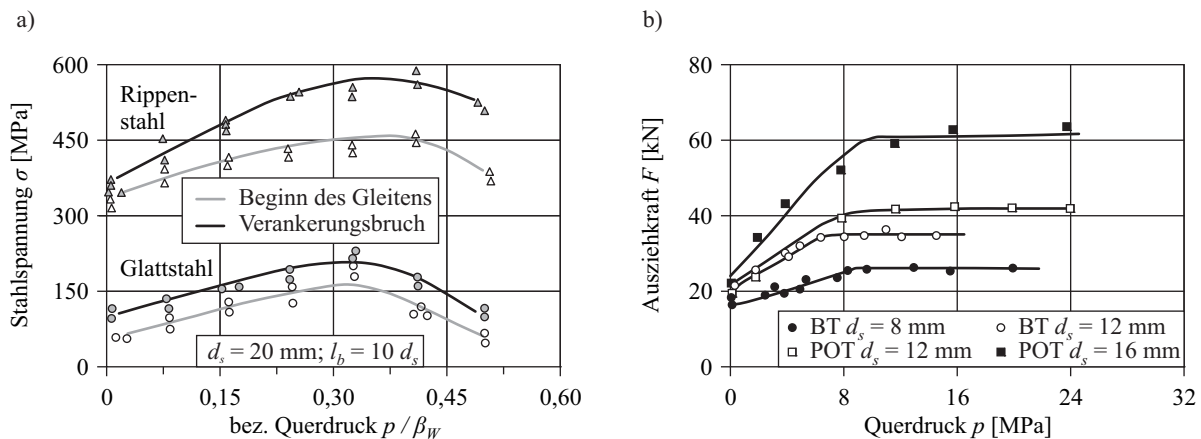


Bild 2.34: Querdrukeinfluss: a) nach ГВОЗДЕВ [247]; b) nach ROBINS & STANDISH [182]

Auch ROBINS & STANDISH [180], [181], [182] bestätigten die Zunahme der Verbundtragfähigkeit mit steigendem Querdruk. Jedoch beobachteten sie, dass bei einer Querdrukbeanspruchung von ungefähr 30% der Würfeldruckfestigkeit sowohl bei Biegehaftversuchen (BT) als auch bei Ausziehversuchen (POT) scheinbar ein Grenzwert der Verbundspannung erreicht wird (Bild 2.34b), welcher in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit gemäß Gleichung (2.50) angegeben wurde, vgl. ROBINS & STANDISH [182].

$$\tau_{ult} = 1,8 \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \text{in [MPa]} \quad (2.50)$$

Die Versuchsergebnisse zum Einfluss einer Querdrukbeanspruchung von ELIGEHAUSEN ET AL. [66] weisen ebenso den Anstieg der Verbundtragfähigkeit mit steigendem Querdruk nach. Jedoch ist hier kein nennenswerter Anstieg des Schlupfes bei τ_{ult} erkennbar (Bild 2.35).

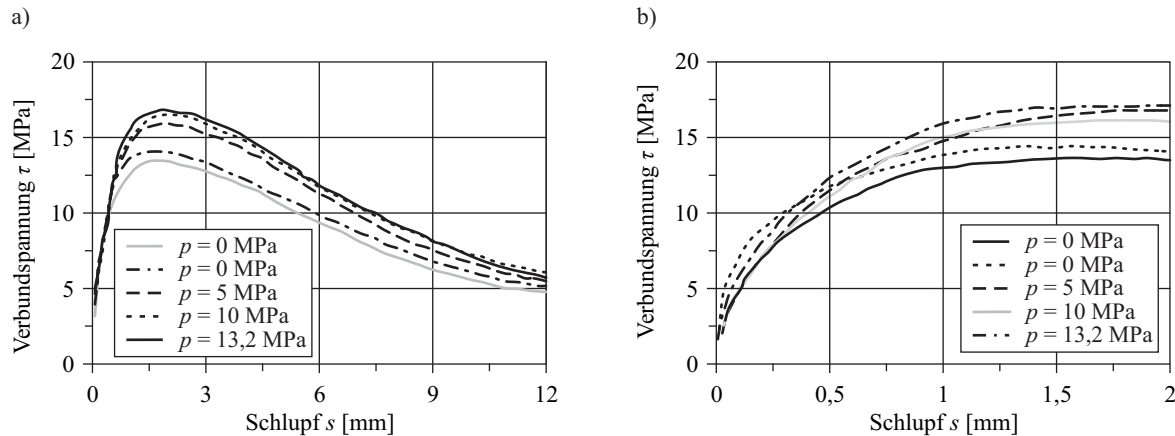


Bild 2.35: Querdruckeinfluss auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, ELIGEHAUSEN ET AL. [66]

NAVARATNARAJAH & SPEARE [144] bestätigten den bisher gefundenen Zusammenhang zwischen der maximalen Verbundspannung τ_{ult} und dem Wurzelwert der Querdruckbelastung. Darüber hinaus konnten sie eine Abhängigkeit von der Betondeckung feststellen. Für die Bewehrungsart Hybar, welche dem heutigen Rippenstahl am nächsten kommt, gaben sie die beim Ausziehversagen erreichten maximalen Verbundspannungen τ_{ult} sowie die sogenannten kritischen Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ gemäß den Gleichungen (2.51) und (2.52) an.

$$\tau_{ult}/f_{ct,sp} = 0,83356 + 0,29225 \cdot c/d_s + 0,16513 \cdot \sqrt{p} \quad \text{in [MPa]} \quad (2.51)$$

$$\tau_{0,1}/f_{ct,sp} = 0,65938 + 0,22775 \cdot c/d_s + 0,05572 \cdot \sqrt{p} \quad \text{in [MPa]} \quad (2.52)$$

Bild 2.36 verdeutlicht, dass der Anstieg der Verbundspannungen infolge des zunehmenden Querdrucks ab einem bestimmten Punkt stagniert oder sogar wieder abfällt. Dieser Abfall tritt umso deutlicher bei kleineren Betondeckungen auf, womit der zunehmende Einfluss der Spaltbruchbildung bei steigendem Querdruck deutlich wird.

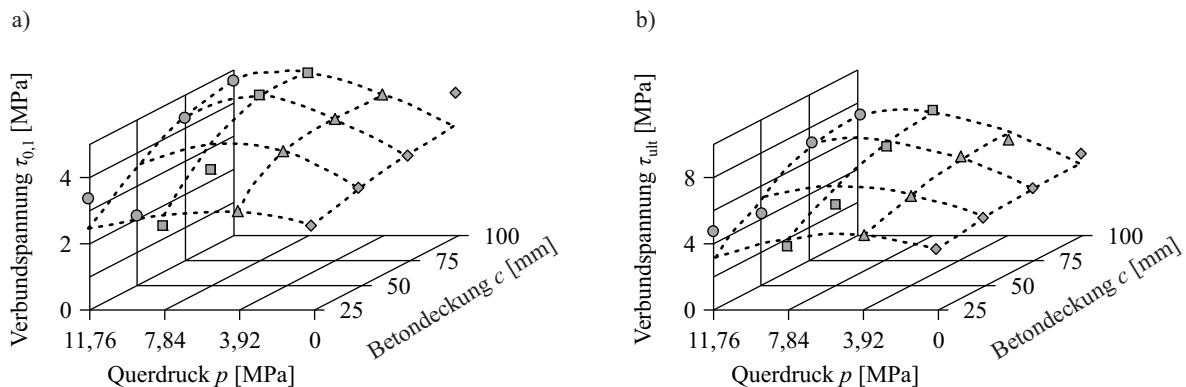


Bild 2.36: Querdruckeinfluss auf die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ und τ_{ult} , NAVARATNARAJAH & SPEARE [144]

SCHMIDT-THRÖ [191], [192] untersuchte den Einfluss der Querpressungen p auf die erforderlichen Verankerungslängen. Im Ergebnis dieser Untersuchungen schlug er bei vorhandenem Querdruck einen Abminderungsfaktor gemäß Gleichung (2.53) vor.

$$\alpha_2 = 1 - 0,0625 \cdot p \geq 2/3 \quad \text{in [MPa]} \quad (2.53)$$

In der Folge wurde dieser Vorschlag in DIN 1045-1 [43] bzw. EN 1992-1-1 [55] mit etwas konservativer angelegten Abminderungen gemäß (2.54) bzw. (2.55) aufgenommen.

$$\text{DIN 1045-1: } \alpha_2 = 1 - 0,04 \cdot p \geq 2/3 \text{ in [MPa]} \quad (2.54)$$

$$\text{EN 1992-1-1: } \alpha_2 = 1 - 0,04 \cdot p \geq 0,7 \text{ in [MPa]} \quad (2.55)$$

Um den Einfluss speziell der Betondeckung und damit des Versagensmechanismus genauer zu untersuchen, führten NAGATOMO & KAKU [140] Ausziehversuche mit verschiedenen Querdruckbelastungen durch. Für die kleinste bezogene Betondeckung $c/d_s = 1,08$ kam es in allen Versuchen zum Verbundversagen infolge eines V-förmigen Ausbrechens des Betons. Mit steigendem Querdruck waren zunehmend ein Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Stahlrippen und eine deutliche Zunahme der maximalen Verbundspannung zu beobachten. Bei den Versuchen mit der mittleren Betondeckung von $c/d_s = 1,98$ trat vorwiegend ein Ausziehversagen auf, welches häufig von einem Spaltriss in Richtung der geringeren Betondeckung begleitet wurde. Die Steigerung der maximalen Verbundspannung konnte folglich nur weniger deutlich ausfallen. Die Versuchskörper mit der größten Betondeckung ($c/d_s = 3,10$) versagten ausschließlich auf Spaltbruch. Dabei stellten NAGATOMO & KAKU keine nennenswerte Erhöhung der maximalen Verbundspannung infolge Querdrucks fest (Bild 2.37).

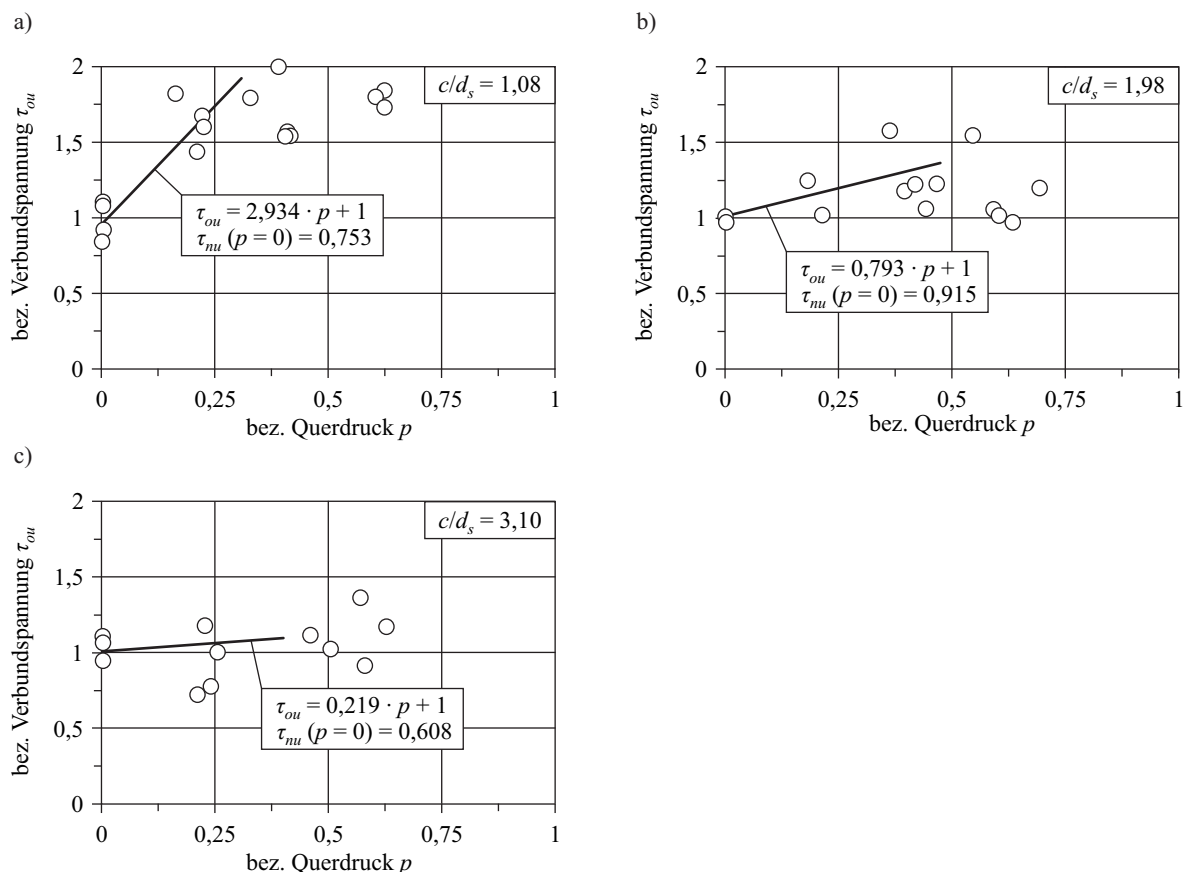


Bild 2.37: Einfluss von Querdruck bei unterschiedlichen Betondeckungen, NAGATOMO & KAKU [140]

GAMBAROVA & ROSATI [72] bestätigten, dass sich eine ausreichend große Betondeckung oder das Vorhandensein eines Querdrucks günstig auf das Verbundverhalten auswirken. Je größer die Querdruckbeanspruchung, desto geringer ist jedoch der Einfluss der Betondeckung. Querdruck hat bei sehr großen Betondeckungen keine Auswirkungen auf das Verbundverhalten.

2.3.6 Querzugbelastung

Ein wichtiger Parameter, der das Verbundverhalten entscheidend beeinflussen kann, liegt mit dem Vorhandensein einer quer zur Verbundzone anliegenden Zugspannung vor. Hierbei muss zunächst jedoch unterschieden werden, ob durch die vorhandene Querzugbelastung ein Riss entlang der Verbundzone zu erwarten ist oder nicht.

Im Rahmen dieser Arbeit sind diejenigen Untersuchungen von vorrangigem Interesse, welche sich mit der Verbundqualität bei vorhandener *Längsrissbildung* beschäftigen. Es soll aber nicht unerwähnt bleiben, dass auch Querzugbelastungen unterhalb der Risslast einen Einfluss auf den Verbund ausüben. Hierzu sei auf die unterschiedlichen Untersuchungen von NAVARATNARAJAH [143], NAGATOMO ET AL. [142], [140], GERSTER [77], REUTER & ELIGEHAUSEN [175] sowie LEMNITZER ET AL. [110] verwiesen.

Liegt ein Längsriss entlang der Bewehrung vor, sinkt nicht nur das Maximum der Verbundspannung, sondern auch die Verbundsteifigkeit. Je größer die Längsrissbreite ausfällt, desto stärker ist diese Tendenz ausgeprägt (Bild 2.38). GAMBAROVA ET AL. [72], [73], [74], [75], [76] wiesen diesen Sachverhalt für Längsrissbreiten im Bereich von 0,0 bis 0,3 mm experimentell nach und formulierten ein Verbundmodell in Abhängigkeit von der Längsrissbreite.

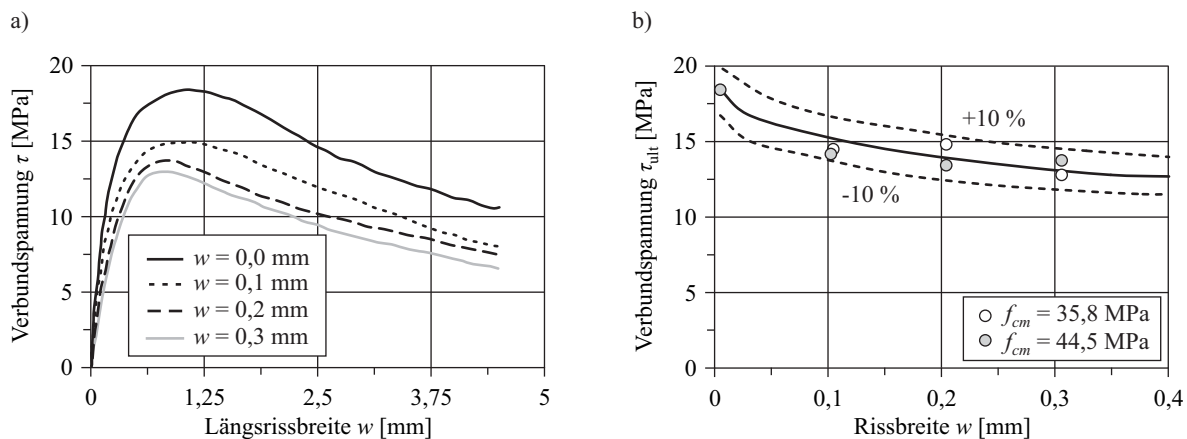


Bild 2.38: Einfluss Längsrissbreite: a) GAMBAROVA ET AL. [74]; b) GAMBAROVA ET AL. [75]

Aufgrund der Tatsache, dass der Verbund von kleineren Stabdurchmessern durch die Öffnung vergleichbarer Längsrisse stärker beeinträchtigt wird [73], muss die Rissbreite immer im Zusammenhang mit der verwendeten Stabgeometrie gesehen werden. Für Verbundlängen von $3 d_s$ ergibt sich gemäß [75] die maximale Verbundspannung daher in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen der Rissbreite w und dem Stabdurchmesser d_s zu:

$$\frac{\tau_{ult}}{f_{cm}} = \frac{0,03}{w/d_s + 0,05} - 0,15 \quad (2.56)$$

In [72] wurde diese Beziehung umfangreich erweitert und auf einen Vergleichsdurchmesser von $d_{18} = 18$ mm bezogen. Der Abfall der maximalen Verbundspannung ergibt sich zu:

$$\frac{\tau_{ult}}{f_{cm}} = \left(\frac{0,03}{w/d_s + 0,05} - 0,15 \right) \cdot \left[0,907 + 0,5 \cdot d_s/d_{18} \cdot (1 - 0,81 \cdot d_s/d_{18}) \right] \quad (2.57)$$

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann nach Gleichung (2.58) bestimmt werden.

$$\frac{\tau(s)}{f_{cm}} = \frac{0,5 \left(1,2 + 0,8 \left(d_{18}/d_s \right)^2 \right)}{0,0261 + 2 w/d_s} \cdot \frac{s/d_s}{1 + a_6 \cdot (s/d_s)^m} \quad (2.58)$$

mit

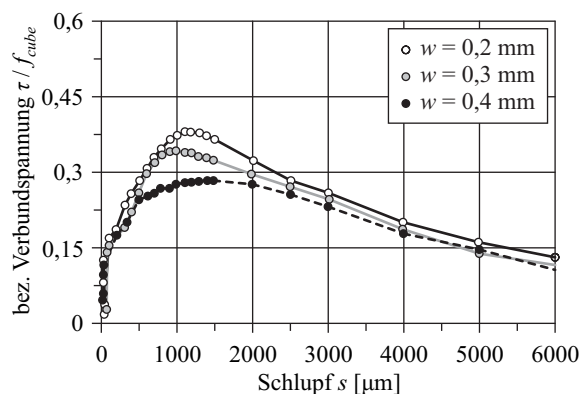
$$m = 1,36 + 0,015 d_s \cdot (1 - d_{18}/d_s) \quad (2.59)$$

$$a_6 = \frac{0,5 \left(1,2 + 0,8 \left(d_{18}/d_s \right)^2 \right)}{0,0261 + 2 w/d_s} \cdot \frac{(m-1)^{m-1}}{m^m \cdot (\tau_{ult}/f_{cm})^m} \quad (2.60)$$

Ein möglicherweise wichtiger, in die aus den Versuchen gefolgerten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen jedoch nicht eingehender Faktor, ist der Umstand, dass die Dauer der durchgeführten Versuche von im Mittel 16 Stunden verhältnismäßig lang war. Unter diesen Bedingungen ist davon auszugehen, dass bei den Versuchen keine statische Kurzzeitbeanspruchung der Probekörper mehr vorlag.

Von MODENA [135] wurde der Einfluss der Breite von Längsrissen auf das Verbundverhalten im Bereich von 0,2 bis 0,4 mm untersucht. Diese Ergebnisse mündeten in der Formulierung eines vom Durchmesser unabhängigen Verbundmodells, bei dem die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in vier lineare Bereiche gefasst wird (Bild 2.39). Um diese vier Bereiche beschreiben zu können, werden drei Anstiege, das Verbundspannungsplateau und die Position des ersten „Knicks“ benötigt. Diese Werte wurden von MODENA für drei verschiedene Rissbreiten und fünf unterschiedliche Stabtypen tabelliert angegeben.

a) Versuchsergebnisse



b) Verbundmodell

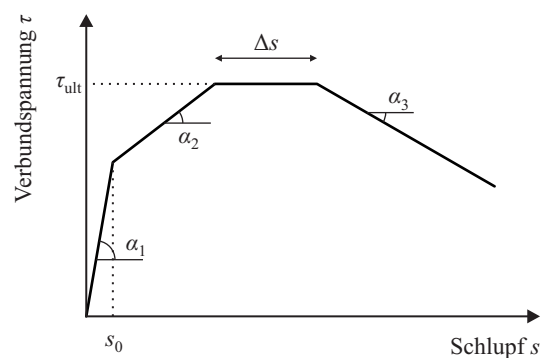


Bild 2.39: Einfluss Längsrissbreite nach MODENA [135]

EIBL ET AL. [63], [64], sowie IDDA [95] untersuchten mithilfe statischer Ausziehversuche ebenfalls den Einfluss einer durch Querkzugbeanspruchung hervorgerufenen Längsrissbildung. Der Querkzug wurde durch vier Querbewehrungsstäbe eingeleitet. Eine Querschnittsschwächung im Beton gab die Position der Längsrisse vor, so dass sie sich genau entlang des auszuziehenden Stabes ausbildeten. Neben verschiedenen Rissbreiten wurden unterschiedliche Verbundlängen und Stabdurchmesser untersucht. Im Gegensatz zur Verbundlänge nahm die Verringerung der maximalen Verbundspannung infolge zunehmender Rissbreite mit kleiner werdendem Stabdurchmesser zu (Bild 2.40).

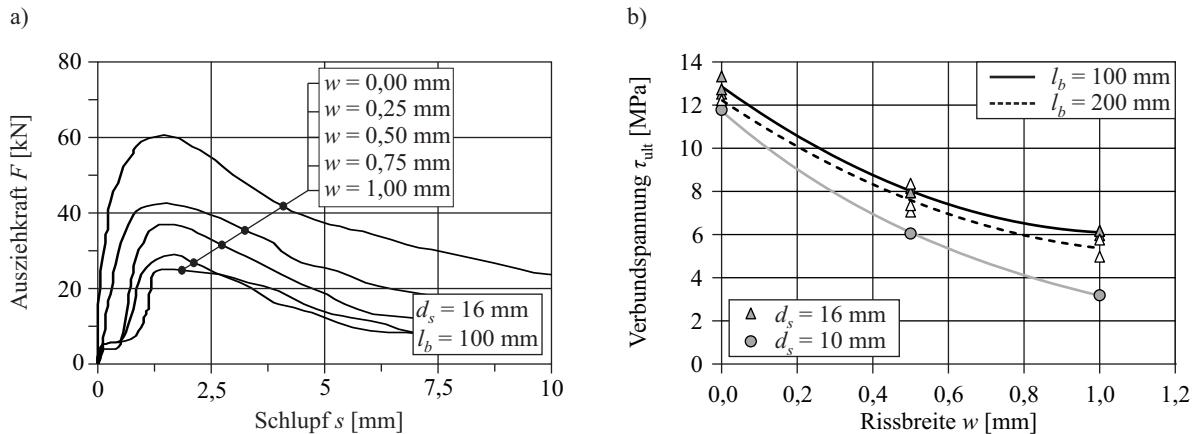


Bild 2.40: Einfluss Längsrisssbreite, IDDA [95]

In der Folge stellte IDDA eine Formulierung auf, mit welcher entsprechende Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit von Längsrisssbreite und Stabgeometrie (in Form des Rippenabstandes c_s und der Rippenhöhe h_s) beschrieben werden können. Die in Gleichung (2.61) enthaltenen empirischen Beiwerte sind das Ergebnis einer sogenannten Dimensionsanalyse.

$$\tau(s) = \beta_w \cdot 1,9 \sqrt{s/c_s} \cdot e^K \quad \text{mit } K = -2,3 s/c_s - 1,4 \sqrt{w/h_s} \quad (2.61)$$

Bereits sehr kleine Längsrisssbreiten reduzieren die maximale Verbundspannung erheblich. Durch eine weitere Steigerung der Rissbreite oder eine zusätzliche Abnahme der Rippenhöhe nimmt die aufnehmbare Verbundspannung weiter ab. Ein linearer Zusammenhang zwischen der Längsrisssbreite und der Abnahme der maximalen Verbundspannung besteht allerdings nicht. Der Abfall der maximalen Verbundspannung kann als von der Betonfestigkeit unabhängige Funktion über das Verhältnis gemäß Gleichung (2.62) ausgedrückt werden.

$$\frac{\tau_{ult}(w > 0)}{\tau_{ult}(w = 0)} = e^K \quad \text{mit } K = -1,4 \sqrt{w/h_s} \quad (2.62)$$

IDDA stellte fest, dass die Verminderung der Verbundspannungen infolge der Längsrisse eine Vergrößerung der erforderlichen Verankerungslängen von gerippten Bewehrungsstäben erfordert. Unter Verwendung von experimentell bestimmten Ausziehungskraft-Schlupf-Beziehungen führte er eine schrittweise Integration entlang der Verbundlänge durch und bestimmte daraus seine als zulässig erachteten Verbundspannungen. Diese den Einfluss aus dem Querkzug berücksichtigenden Werte basieren im Gebrauchszustand auf einer Relativverschiebung der unbelasteten Seite von 0,01 mm, während der rechnerische Bruchzustand mit einem Schlupf von 0,1 mm definiert wurde.

Da IDDA die Randbedingung für den Bruchzustand als zu sehr auf der sicheren Seite liegend betrachtete, erfolgte die anschließend vorgenommene Formulierung von zulässigen Verbundspannungen zur Berechnung erforderlicher Verankerungslängen im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Grundlage des Kriteriums im Gebrauchszustand. Für kleine Verhältnisse von w/h_s (einschließlich der Fälle ohne Querkzug mit $w = 0,0$ mm) ergaben sich gegenüber DIN 1045 (07/1988) [42] größere zulässige Verbundspannungen, so dass diese mit den Werten aus der Norm „gedeckt“ wurden.

ZILCH ET AL. [243] gingen der Frage nach, wie die von IDDA erarbeiteten zulässigen Verbundspannungen für das Sicherheitskonzept der DIN 1045-1 (07/2001) nutzbar gemacht werden können. Da jedoch die Kriterien für die Festlegung der normativen Werte weitgehend unbekannt sind, war es einerseits problematisch, die zulässigen Werte von IDDA zu bestätigen und damit andererseits unmöglich, sie in das neue Normenkonzept zu überführen. Aus diesem Grund wurden von den Werten IDDA abweichend zulässige Verbundspannungen vorgeschlagen, die den bei Längsrisssbildung auftretenden Einfluss des Stabdurchmessers d_s auf die Verbundschädigung berücksichtigen.

$$f_{bd}(d_s) = (0,093 d_s - 0,35) \cdot f_{bd} \quad \text{für } d_s \leq 10 \text{ mm} \quad (2.63)$$

$$f_{bd}(d_s) = (0,010 d_s + 0,54) \cdot f_{bd} \quad \text{für } d_s > 10 \text{ mm} \quad (2.64)$$

Die zulässigen Werte nach Gleichung (2.63) und (2.64) beziehen sich auf eine unter quasi-ständiger Einwirkung auftretende Längsrisssbreite von 0,2 mm. Damit bleibt jedoch unklar, welche Werte bei anderen Rissbreiten anzusetzen wären. Kritisch betrachtet findet zudem eine unzulässige Vermischung statt. Wie in Abschnitt 2.4.2 noch näher ausgeführt wird, lässt sich der Wert f_{bd} auf die maximale Verbundspannung τ_{ult} von Verbundspannungs-Schlupf-Kurven entsprechender Referenzversuche zurückführen. Er wäre demnach auch vom verwendeten Stabdurchmesser abhängig. Da jedoch der Einfluss der Betonfestigkeit weitaus größer ist, wird bei f_{bd} diese Abhängigkeit vernachlässigt. Der Korrekturwert greift die Durchmesserabhängigkeit nun wieder auf und entspricht damit nur zum Teil dem Unterschied, der ausschließlich auf die Längsrisssbreite zurückzuführen ist.

Im Zusammenhang mit der Untersuchung der Tragfähigkeit von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben führte SIMONS [198], [199] Ausziehversuche unter zyklischer und monotoner Belastung durch. Das Hauptaugenmerk lag auf der Analyse der unterschiedlichen Mörtelsysteme. Zu Referenzzwecken wurden einbetonierte Stäbe getestet. Dabei erfolgte ebenso die Untersuchung der Einflüsse eines Längsrissses (Bild 2.41), welcher durch das Eintreiben eines Keiles entstand. Um Stahlbruch ausschließen zu können, wurde hochfester Stahl verwendet. Die Rippengeometrie dieses Stahles wich jedoch stark von der des üblichen Betonstahles ab, womit möglicherweise der beobachtete, stärkere Abfall übertragbarer Verbundspannungen bei Längsrisssen gegenüber den Ergebnissen von IDDA erklärbar wäre.

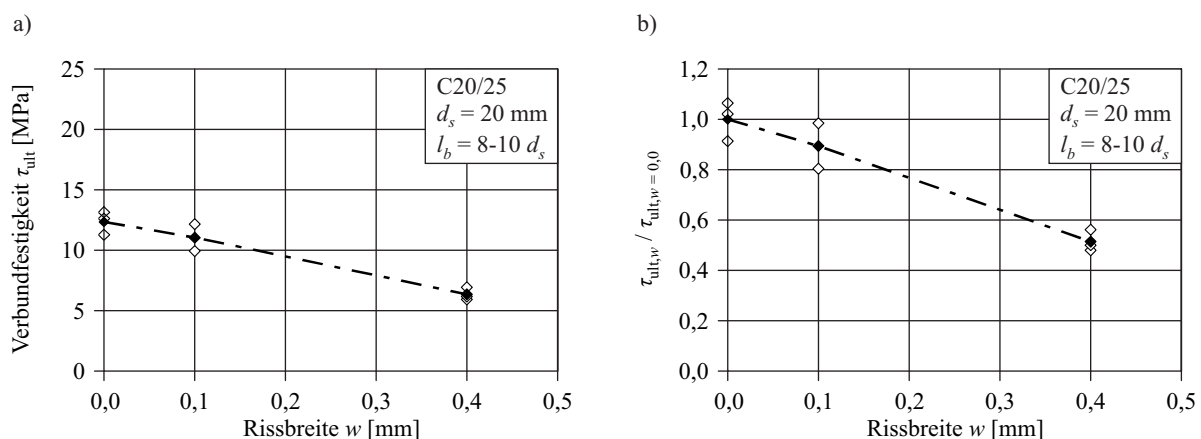


Bild 2.41: Einfluss der Rissbreite: a) Verbundfestigkeit; b) bezogene Verbundfestigkeit, SIMONS [198]

2.3.7 Verbundlänge

Glatter Rundstahl

Erste Untersuchungen zum Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung wurden bereits 1905 von BACH [7] vorgenommen. Er stellte fest: „Der Gleitwiderstand nimmt – abgesehen von einzelnen Ausnahmen – mit zunehmender Länge des einbetonierten Eisens ab.“ Mittels Ausziehversuchen von Rundstäben mit einem Durchmesser von 20 mm untersuchte BACH [6] gezielt den Abfall der über die gesamte Verbundlänge gemittelten Verbundspannungen mit zunehmender Verbundlänge. Dazu wurden Probekörper mit vier verschiedenen Verbundlängen von $1,5 d_s$, $3 d_s$, $7,5 d_s$ und $20 d_s$ hergestellt und geprüft.

Der in Bild 2.42a gefundene Verbundspannungsabfall wurde von BACH mit einer Exponentialfunktion gemäß Gleichung (2.65) beschrieben. Aus Sicht des Autors wäre es jedoch auch prinzipiell möglich, die Abnahme der Verbundspannung über eine Potenzfunktion gemäß Gleichung (2.66) zu erfassen.

$$\tau = 100 \cdot e^K \text{ in [kg/cm}^2\text{]} \text{ mit } K = -(0,2 + 0,4 \cdot \sqrt[3]{l_b/d_s}) \quad (2.65)$$

$$\tau = 72,77 \cdot l_b^{-0,25} \text{ in [kg/cm}^2\text{]} \quad (2.66)$$

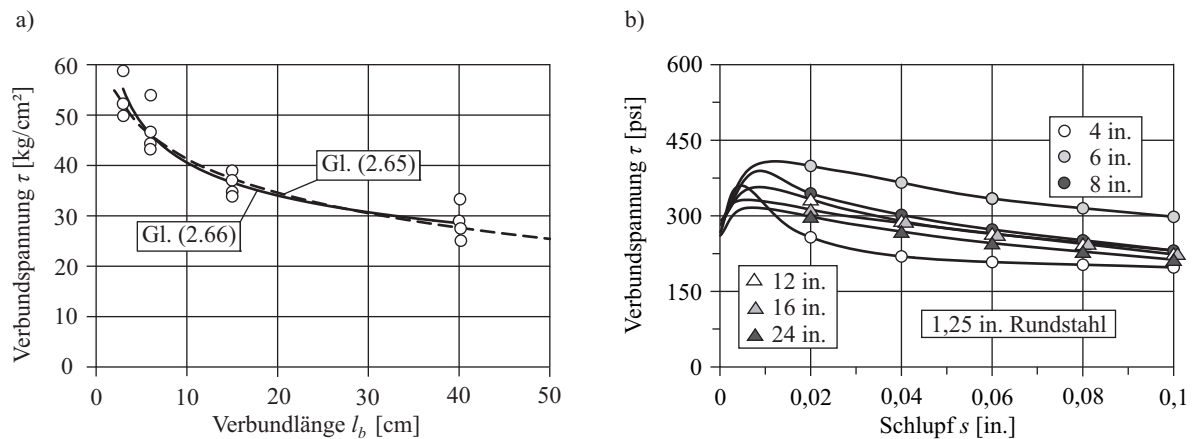


Bild 2.42: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung: a) BACH [6]; b) ABRAMS [2]

Im gleichen Zeitraum untersuchte ABRAMS [2] an Rundstahl mit einem Durchmesser von 1¼ in. (31,75 mm) unter anderem auch den Einfluss der Verbundlänge. Bild 2.42b zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für zunehmende Verbundlängen. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Ausziehkörper mit der kurzen Verbundlänge von 4 in. (101,6 mm) durch Spaltbruch versagen.

In einem Diskussionsbeitrag zu Verbundversuchen, welche von WERNISCH [234] durchgeführt wurden, werteten GILKEY ET AL. [79] die Ergebnisse zusätzlich hinsichtlich des Verbundlängeneinflusses aus. Auch sie konnten für glatten Rundstahl eine Abnahme der maximalen Verbundspannung mit zunehmender Verbundlänge verzeichnen. Diese Beobachtung konnte abermals von ROŠ [183] bestätigt werden (Bild 2.43).

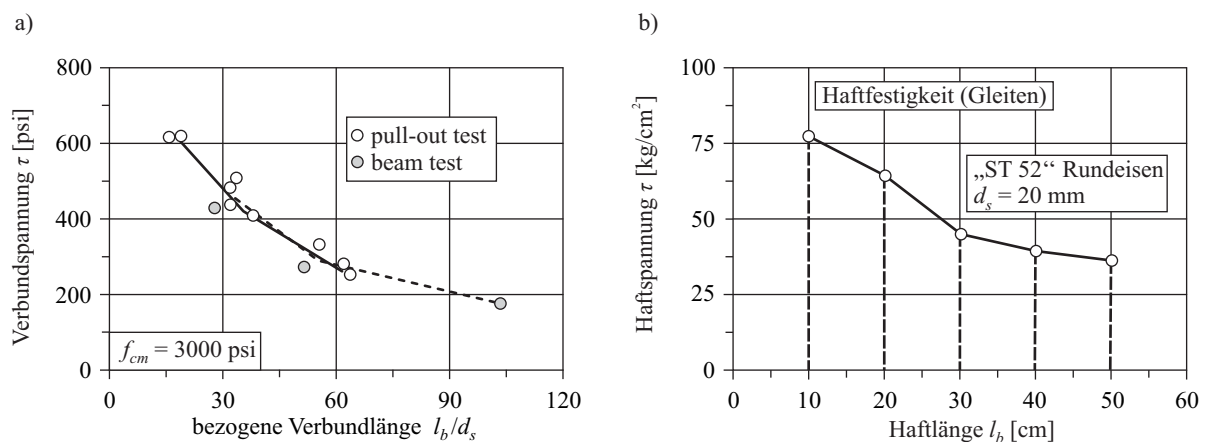


Bild 2.43: Einfluss der Verbundlänge: a) GILKEY ET AL. [79]; b) ROŠ [183]

Rippenstahl

Beim Rippenstahl war ein ähnlicher Zusammenhang zu vermuten, wenngleich es diesbezüglich nur wenige gezielte Untersuchungen gab. Im Verbundlängenbereich von 5 bis $10 d_s$ wies RICHTER [177] eine Abnahme der maximalen Verbundspannung nach. Für die Verbundspannungen unterhalb des maximalen Wertes war die Abnahme jedoch weniger stark ausgeprägt (Bild 2.44a). Die Ergebnisse der Vorversuche von EIBL ET AL. [64] können die mit wachsender Verbundlänge einhergehende Verbundspannungsabnahme ebenfalls bestätigen (Bild 2.44b).

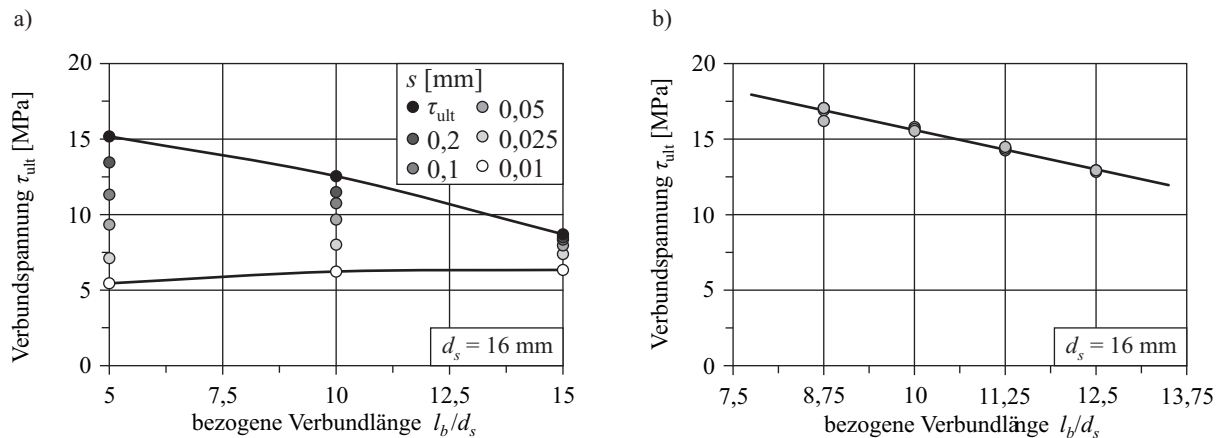


Bild 2.44: Einfluss der Verbundlänge: a) RICHTER [177]; b) EIBL ET AL. [64]

BAUS [16] bzw. BAUS & CLAUDE [17] beschrieben eine Verbundspannungsabnahme bei länger werdenden Verbundlängen, welche sich asymptotisch einem Wert von 70% der maximalen Verbundspannung bei $10 d_s$ bzw. von 50% des Wertes bei $5 d_s$ annähert. Diese Umrechnung von kurzen Verbundlängen der Verbundversuche auf lange Verbundlängen in realen Bauteilen diente CLAUDE (siehe [32] und [206]) als Grundlage zur Ableitung zulässiger Verbundspannungen aus seinen Versuchen (vgl. Abschnitt 2.4.2).

Verbundspannungsverteilung

Die Ursache der Verbundspannungsabnahme sah BACH [7] in der *Elastizität des Eisenstabes*, welche eine gleichmäßige Verteilung der Stabkraft entlang der Verbundlänge nicht zulässt. Vom belasteten zum unbelasteten Ende hin nehmen sowohl die Zugkraft als auch die Dehnung im einbetonierten Stahl ab. Die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung entlang der Verbundlänge wird daher mit zunehmenden Verbundlängen weniger zutreffend.

Sehr anschaulich wurde dieser Sachverhalt von MÖRSCH [136] erklärt. In Bild 2.45a ist die angenommene Verteilung der Verbundspannungen und der Zugkraft längs des Eisens bei ansteigender Ausziehkraft F dargestellt. Dabei „wandern“ die Verbundspannungen von der belasteten auf die unbelastete Seite, bis der Schlupf gegen das Ende des Betons vorgeschritten ist. MÖRSCH ging davon aus, dass die eingeleitete Ausziehkraft dem Integral der Verbundspannungsverteilung entlang der einbetonierten Länge entspricht. Folglich ist der unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung berechnete Wert kleiner als das lokale Maximum. Dementsprechend sinkt der über die Verbundlänge gemittelte Wert der Verbundspannung mit zunehmender Verbundlänge ab. Dieser Umstand wird in Bild 2.45b veranschaulicht. Die Position $x = 0$ stellt das freie Ende dar, während $x = 100, 150, 200$ und 300 mm die der jeweiligen Verbundlänge entsprechende, belastete Seite bezeichnet. Der durch Ringe bezeichnete Linienzug entspricht den von BACH [7] beobachteten maximalen Verbundspannungen beim Erreichen der Bruchlast.

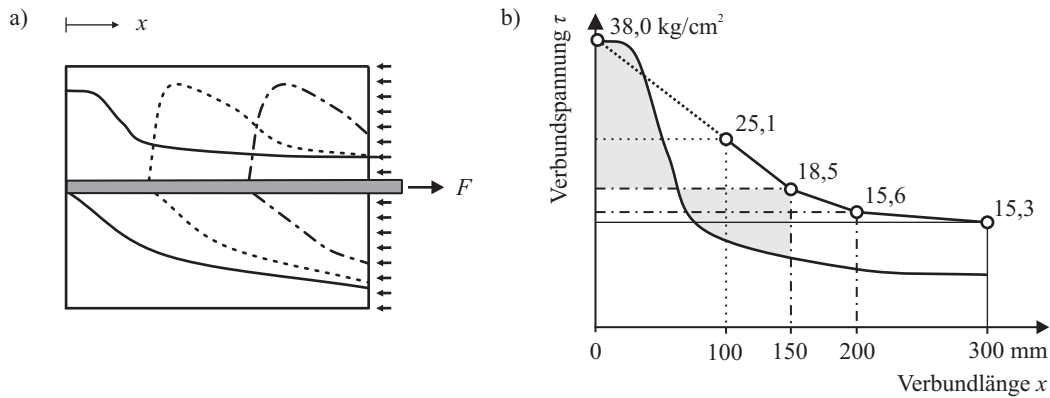


Bild 2.45: Erklärung nach MÖRSCH [136]

HOYER & FRIEDRICH [92] warnten vor der vielfach geäußerten Meinung, dass durch eine große Haftlänge (Verbundlänge) stets eine bessere Verankerung zu erreichen wäre, so dass auf Endhaken verzichtet werden könne. Eine Vergrößerung der Haftlänge hat auf die Sicherheit des Werkstoffs ihrer Ansicht nach keinen Einfluss. Während die Stahlkraft mit dem Durchmesser quadratisch ansteigt, nimmt die Verbundkraft dem Umfang entsprechend linear zu. Für einen bestimmten Grenzdurchmesser sind Zugkraft und Verbundkraft gleichgroß. Ist der Durchmesser größer als dieser Grenzdurchmesser, dann tritt an den Stellen, an denen die Haftfestigkeit überwunden wird, eine Loslösung der Bewehrung vom Beton auf, welche allmählich fortschreitet, bis sich die Bewehrung vom Beton vollständig gelöst hat. Eine vergrößerte Haftlänge kann dieses Loslösen nicht aufhalten (Bild 2.46).

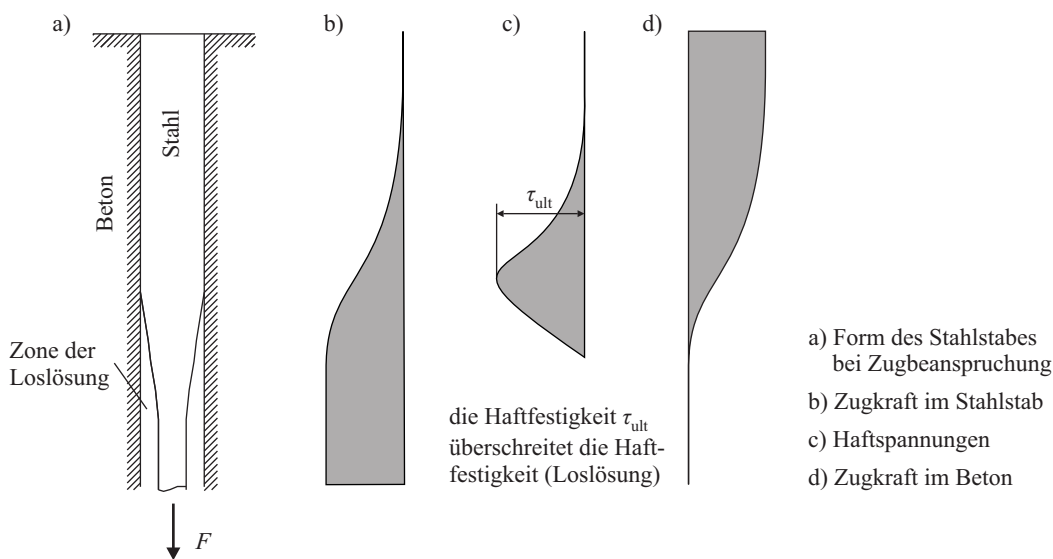


Bild 2.46: Spannungsverläufe im Verankerungsbereich, nach HOYER & FRIEDRICH [92]

VON EMPERGER [228] wies darauf hin, dass bei der Berechnung der Haftspannungen (Verbundspannungen) mithilfe von Gleichung (2.1) zwei unvermeidliche Fehlannahmen getroffen werden. Zum einen wird die Mitwirkung der ganzen Haftlänge vorausgesetzt. Zum anderen wird die Haftspannung auf der Mantelfläche gleichmäßig verteilt angenommen. Mit Bild 2.47 veranschaulicht VON EMPERGER die etappenweise Entwicklung der Stahlspannungen mit wachsenden Bereichen der Loslösung. Darüber hinaus machte er deutlich, dass das Kräftespiel im Biegebalken durch einen Ausziehversuch, z. B. durch das Fehlen der Querkraft, nur zum Teil wiedergegeben werden könne.

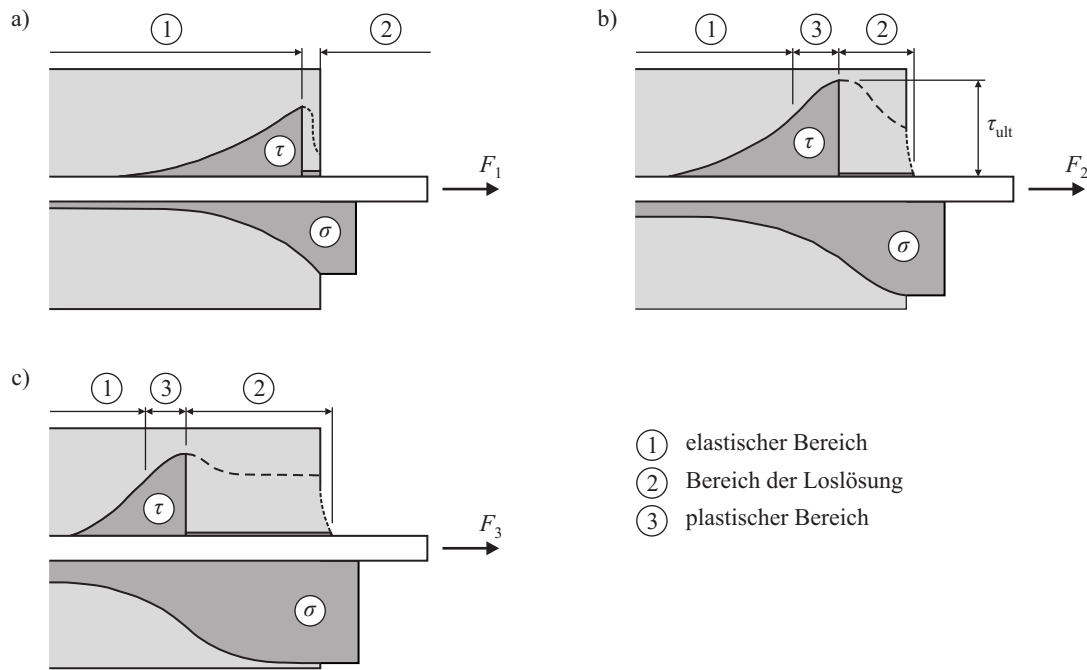


Bild 2.47: Spannungsverteilung eines gezogenen Stabes, VON EMPERGER [228]

Die Verteilung der Verbundspannungen entlang des einbetonierten Stabes hängt stark von seiner Oberflächengeometrie ab. Die Ergebnisse der Untersuchungen von MAINS [122] zeigen deutlich einen konvexen Verlauf der Stahlspannungen bei glatten gegenüber einem konkaven Verlauf bei gerippten Stählen. Daraus kann abgeleitet werden, dass es bei der Verbundspannungsverteilung entlang des Stabes bei glatten Stäben zu maximalen lokalen Verbundspannungen auf der lastabgewandten Seite, bei gerippten Stäben hingegen auf der lastzugewandten Seite der Verbundzone kommt (Bild 2.48).

Diese Beobachtung können die Ergebnisse von DJABRY [58], welche anhand von Ausziehkörpern mit glattem und mit einem Gewinde (Gewindetiefe 0,4 mm) versehenen Rundstahl erzielt wurden, eindrucksvoll bestätigen. Bild 2.49 zeigt einerseits den Einfluss der Verbundlängenzunahme von 10 auf 15 d_s sowie andererseits den Einfluss der Gewinderippung auf den Verlauf von Stahl- und Verbundspannung entlang des einbetonierten Stabes. Hinsichtlich des Verbundspannungsabfalls mit zunehmender Verbundlänge leitete DJABRY den empirischen Zusammenhang gemäß Gleichung (2.67) ab, bei dem die Konstante k vom Stahltyp abhängig ist.

$$\tau_{\text{ult}} = k \cdot \sqrt{l_b} \quad (2.67)$$

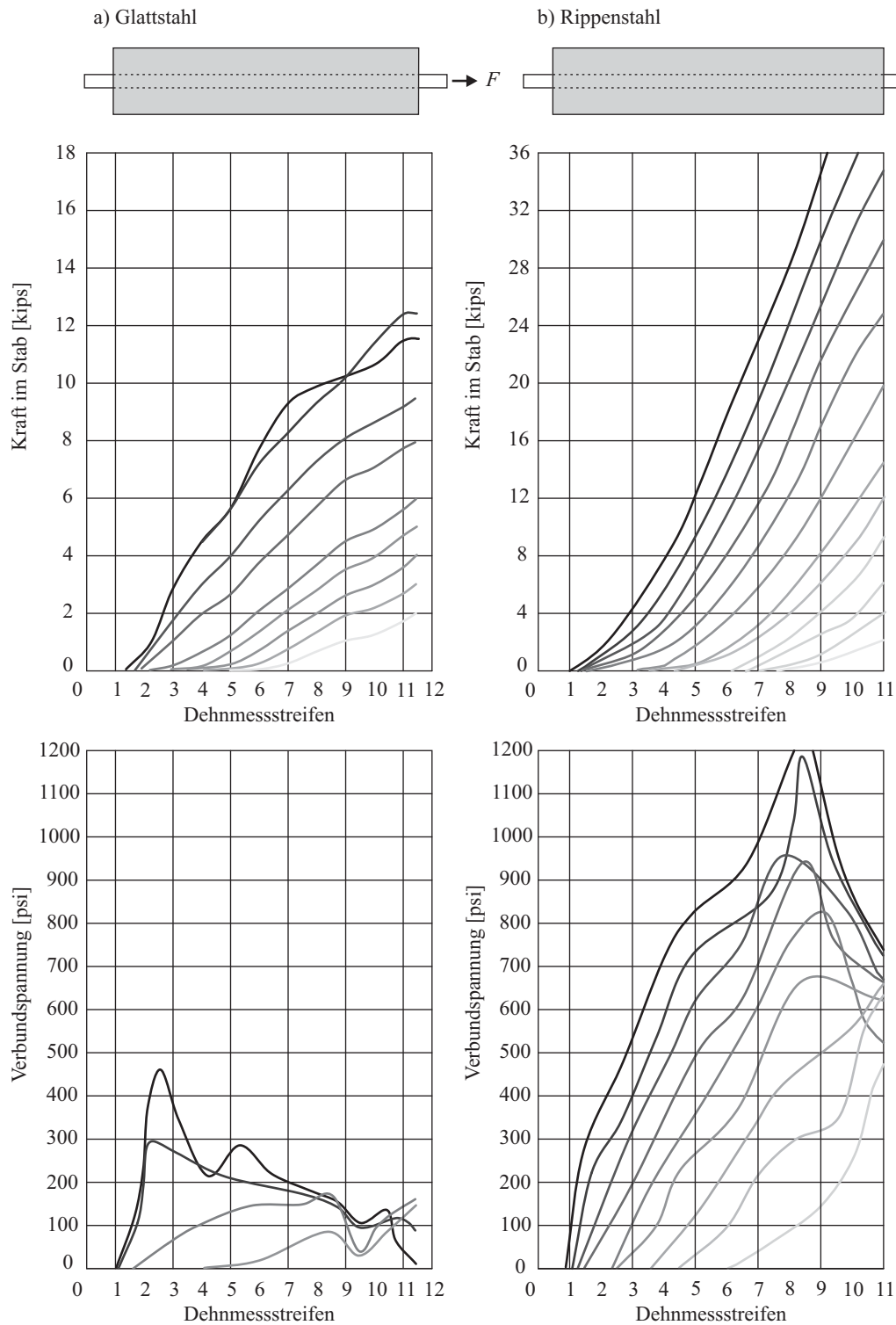
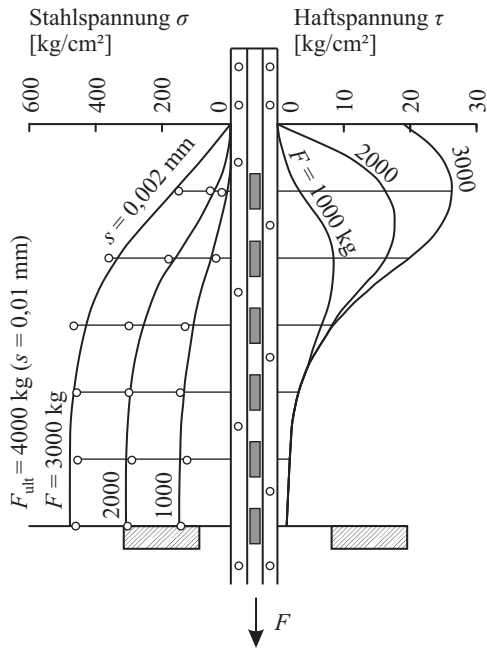
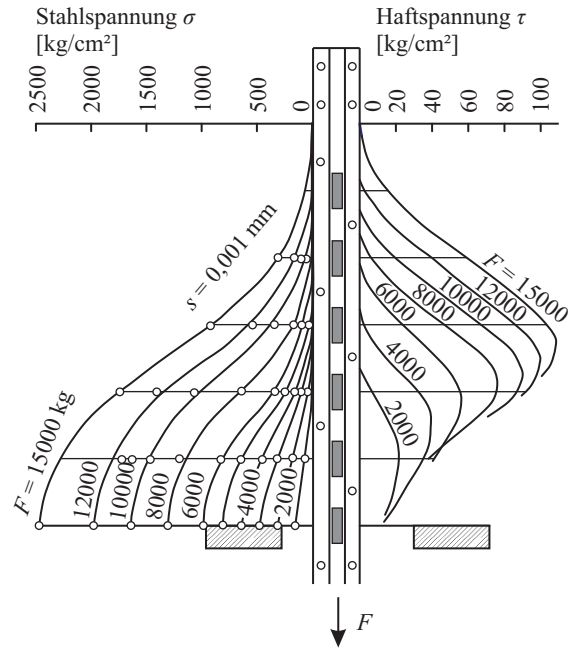


Bild 2.48: Spannungsverläufe entlang des Ausziehstabes, MAINS [122]

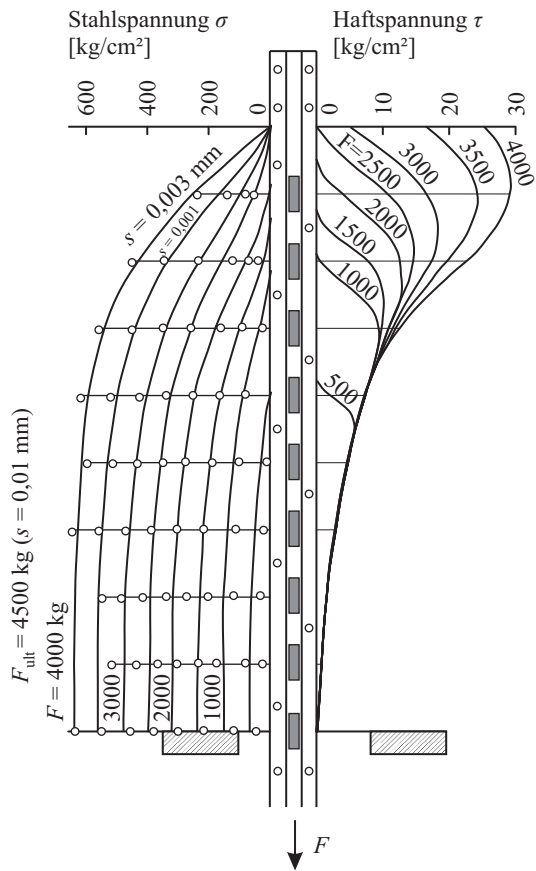
a) Rundstahl 10 d_s



b) Gewindestahl 10 d_s



c) Rundstahl 15 d_s



d) Gewindestahl 15 d_s

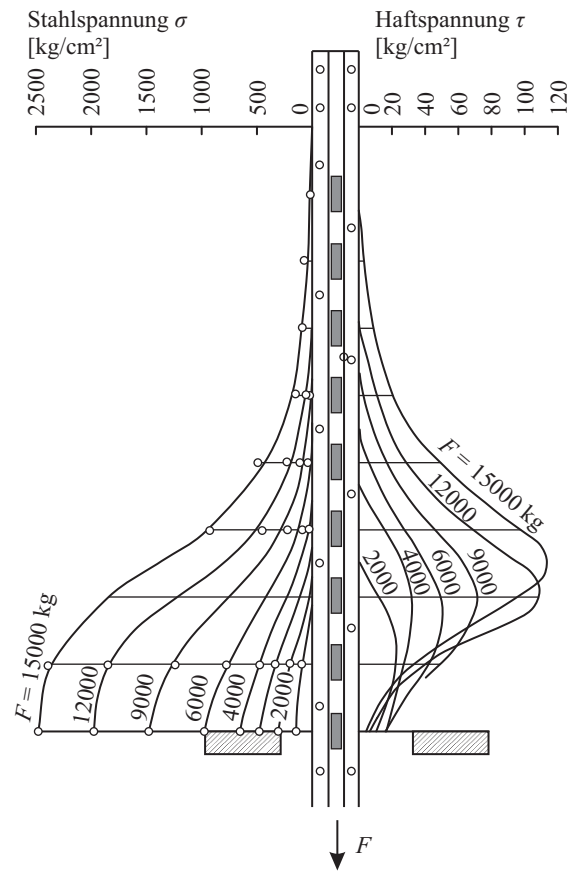


Bild 2.49: Untersuchungen von DJABRY [58] mit $d_s = 30$ mm

Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Neben dem Verbundspannungsverlauf entlang der Verbundlänge wurde in der Vergangenheit auch die Gültigkeit der „Verbundgesetze“, das heißt der Annahme von über die Verbundlänge unveränderlichen, lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, untersucht. WATSTEIN [233] ermittelte aus seinen Messdaten lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen an verschiedenen Punkten entlang von einbetonierten Stäben. In Bild 2.50a wird die Zunahme der Verbundspannungen in diesen lokalen Beziehungen mit wachsendem Abstand von der unbelasteten Stabseite deutlich. Ähnliche Beobachtungen wurden auch von NILSON [145] gemacht (Bild 2.50b).

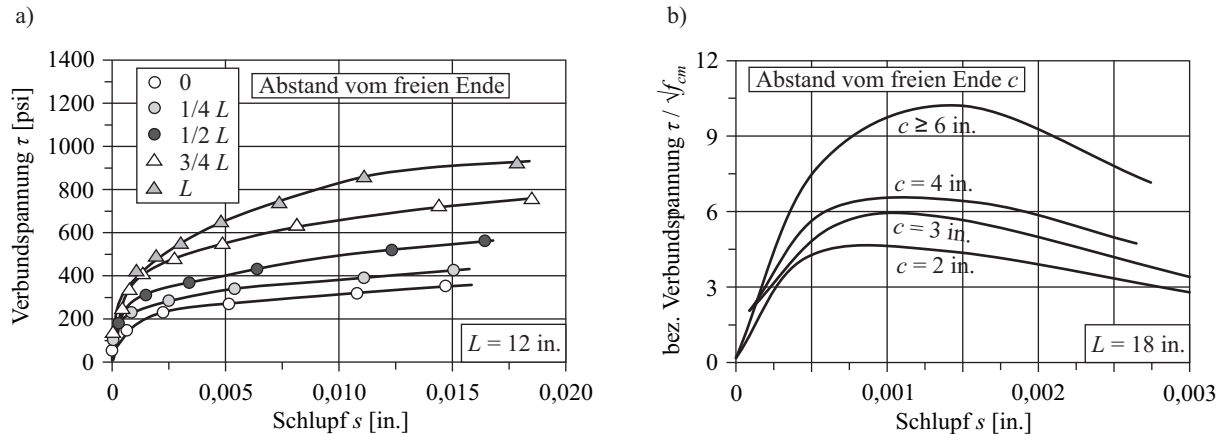


Bild 2.50: Lokale τ - s -Beziehungen entlang der Verbundlänge: a) WATSTEIN [233]; b) NILSON [145]

SCHMIDT-THRÖ ET AL. [191], [192] stellten ebenfalls veränderliche lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für verschiedene Teilbereiche der Verbundlänge fest. Jedoch zeigten die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im Bereich der belasteten Stabseite stets die geringsten Verbundspannungen, während diejenigen im Bereich des unbelasteten Endes meist die höchsten Werte erzielten. Die auf dem Prinzip der schrittweisen Integration beruhende Nachrechnung führte für lange Verbundlängen im Bereich der Höchstlast zu befriedigenden Ergebnissen. Bei niedrigeren Laststufen kam es aber, besonders bei langen Verbundlängen, zu teilweise erheblichen Abweichungen zwischen gemessenen und errechneten Werten. SCHMIDT-THRÖ ET AL. schlussfolgerten daraus, dass die Nachrechnung von Verbundversuchen langer Verbundlängen mit Verbundgesetzen, die an Ausziehversuchen kurzer Verbundlängen gewonnen wurden, nur eine Näherung darstellt.

Probekörper

Der Einfluss der Verbundlänge ist ebenfalls ein Kriterium bei der Wahl eines geeigneten Probekörpers zur Untersuchung des Verbundverhaltens. Allgemein wird die Frage nach der Probekörpereignung schon seit langem kontrovers diskutiert und ist bis heute nicht abschließend geklärt. Bereits 1904 verwies KLEINLOGEL [99] auf den Unterschied zwischen den Verbundbedingungen im Ausziehversuch und denen in einem Bauteil, welches meist auf Biegung beansprucht wird.

Im Rahmen der Diskussion über die Eignung von Biegehaftversuch und Ausziehversuch wurde zudem Kritik an den großen Streuungen der Ergebnisse speziell bei Ausziehversuchen laut. REHM [164] schlug deshalb vor, diese durch eine Vergrößerung der Verbundlänge von $5 d_s$ auf $10 d_s$ zu verringern. Das entspricht in etwa dem Biegehaftversuch, welcher ebenfalls von einer Verbundlänge von $10 d_s$ ausgeht [50].

MARTIN & NOAKOWSKI [129] stellten fest, dass mit stark gerippten Stählen und großen Verbundlängen ($10 d_s$ und $15 d_s$) bei bereits relativ kleinen Verschiebungen auf der lastfreien Seite Verbundbrüche auftreten. Sie schlussfolgerten daraus, dass die Verbundlänge bei Verbundversuchen mit Rippenstahl $10 d_s$ nicht überschreiten sollte. Es wurde von ihnen empfohlen, eine Verbundlänge von $5 d_s$ zu wählen, da dann für Rippenstähle eine Proportionalität zwischen Verbundspannung und Betondruckfestigkeit über einen weiten Verschiebungsbereich angenommen werden kann.

Heutzutage sind in EN 10080 [50] sowohl der Biegehaftversuch mit einer Verbundlänge von $10 d_s$ als auch der Ausziehversuch mit einer Verbundlänge von $5 d_s$ normativ geregelt.

Zyklische Belastung

Im Hinblick auf *zyklische* Belastungen des Verbundes stellten REHM & ELIGEHAUSEN [171] mithilfe von langen Verbundlängen fest, dass die Ermüdung zu einer Lastumlagerung führt, bei der die Lastübertragung vom Lasteinleitungsbereich auf den unbelasteten Teil der Verbundlänge übergeht, was zu einer gleichmäßigeren Verbundspannungsverteilung entlang des Stabes führt. Bezüglich des gefundenen Ansatzes für das Schlupfwachstum (siehe Abschnitt 3.4.2) scheint die Verbundlänge offensichtlich jedoch keinen Einfluss zu haben.

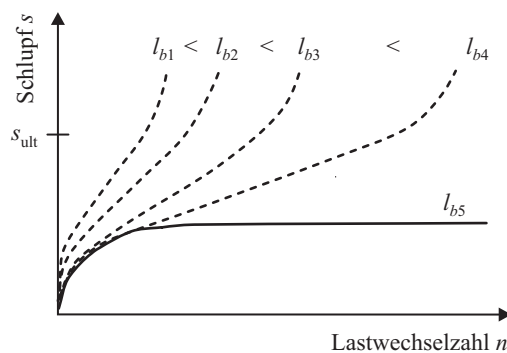


Bild 2.51: Verbundlängeneinfluss in zyklischen Ausziehversuchen, BALÁZS [10]

Diese Hypothese wurde von BALÁZS [10] widerlegt. Er erkannte, dass sich bei zyklischen Ausziehversuchen mit zunehmender Verbundlänge ein geringeres Schlupfwachstum einstellt. Ein funktionaler Zusammenhang wurde jedoch nicht angegeben. Damit bleibt ungeklärt, inwieweit das aus den statischen Versuchen bekannte Verfahren zur Beurteilung langer Verbundlängen durch versuchstechnisch ermittelte, lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen an kurzen Verbundlängen auf zyklische Belastungen übertragen werden kann.

2.3.8 Versuchsbedingungen

Beanspruchungsgeschwindigkeit

Bei der Beanspruchungsgeschwindigkeit muss zunächst unterschieden werden, ob eine Kraft oder eine Verformung in einer bestimmten Zeit aufgebracht wird. Dementsprechend sind die Geschwindigkeiten der aufgetragenen Beanspruchungen in Belastungs- oder Verformungsgeschwindigkeiten zu unterteilen. Wird die Verformung auf eine Länge bezogen und als Dehnung angegeben, kann auch von Dehn- oder Verzerrungsgeschwindigkeiten gesprochen werden.

In einem mehrjährigen Forschungsvorhaben untersuchten PASCHEN ET AL. [152] und HJORTH [87] das Verbundverhalten üblicher Betonstähle sowohl in Auszieh- als auch in Biegehaftversuchen in Abhängigkeit von *Belastungsgeschwindigkeit* und Belastungsdauer. Die Untersuchungen führten zu der Aussage, dass sich bei glattem Rundstahl die Verbundfestigkeit weitgehend unabhängig von der Ge-

schwindigkeit der aufgetragenen Belastung verhält. Bei Rippenstählen nahm die Verbundfestigkeit im Bereich von Belastungsgeschwindigkeiten der Verbundspannung bis $100 \text{ kp}/(\text{cm}^2 \cdot \text{s}) \approx 10 \text{ MPa/s}$ nur unwesentlich, darüber hinaus jedoch progressiv zu.

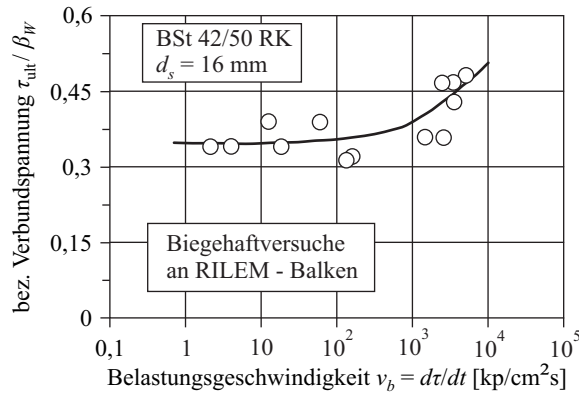


Bild 2.52: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, HJORTH [87]

Zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf Ausziehversuche führten MARTIN & NOAKOWSKI [129] einige Tastversuche durch. Dabei wurde die Geschwindigkeit der Verbundspannungszunahme von $0,5 \text{ MPa/s}$ um den Faktor 100 nach oben und nach unten variiert. Anhand der ermittelten Ergebnisse kann unter Berücksichtigung der Streuungen davon ausgegangen werden, dass die Belastungsgeschwindigkeit in diesem Bereich nur einen geringen Einfluss auf das Verbundverhalten hat.

RUBWURM [187] gab für den im Stahlbetonbau maßgebenden Verschiebungsbereich von $0,0$ bis ca. $1,0 \text{ mm}$ gemäß Gleichung (2.68) einen Bereich an, in welchem die Belastungsgeschwindigkeit v_b keinen oder nur einen geringen Einfluss ausübt. Erst mit höherer Lastgeschwindigkeit ist laut VOS & REINHARDT [229] mit dem Anstieg von Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit zu rechnen.

$$v_b = \frac{\tau}{t} = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_b \cdot t} = 0,002 \dots 0,2 \text{ in [MPa/s]} \quad (2.68)$$

Dessen ungeachtet wird für den von der RILEM [178] standardisierten Ausziehversuch eine konstante Belastungsgeschwindigkeit gemäß Gleichung (2.69) angegeben, die vom Durchmesser des Ausziehstabes abhängig ist.

$$\begin{aligned} v_b &= F/t = 5 d_s^2 && \text{in [kp/s] mit } d \text{ in [cm]} \\ v_b &= F/t = 0,5 d_s^2 && \text{in [N/s] mit } d \text{ in [mm]} \end{aligned} \quad (2.69)$$

ELIGEHAUSEN ET AL. [66] hingegen untersuchten den Anstieg der *Verformungsgeschwindigkeit*. Sie beobachteten eine Zunahme der maximalen Verbundspannung von bis zu 15%, wenn die Geschwindigkeit der Schlupfzunahme von $0,034$ auf 170 mm/min ansteigt (Bild 2.53). Wird von der Annahme einer linearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung ausgegangen, können die Verformungsgeschwindigkeiten näherungsweise in Belastungsgeschwindigkeiten überführt werden. Für die Angaben in Bild 2.53 bedeutet das, dass die Geschwindigkeiten der oberen beiden Kurven deutlich außerhalb des Bereiches von Gleichung (2.68) liegen.

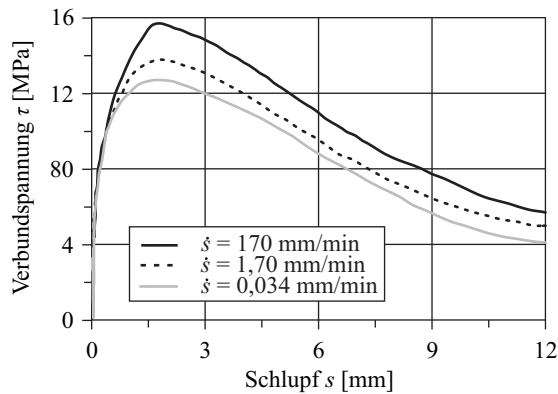


Bild 2.53: Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit, ELIGEHAUSEN ET AL. [66]

Es ist anzunehmen, dass die Zunahme der Verbundtragfähigkeit bei sehr großen Beanspruchungsgeschwindigkeiten in engem Zusammenhang mit den Eigenschaften des Betons steht. Sehr große Dehngeschwindigkeiten aufgrund stoßartiger Belastungen führen im Beton entsprechend dem Bild 2.54 zu einer Steigerung der Betonfestigkeit, vgl. CURBACH [37].

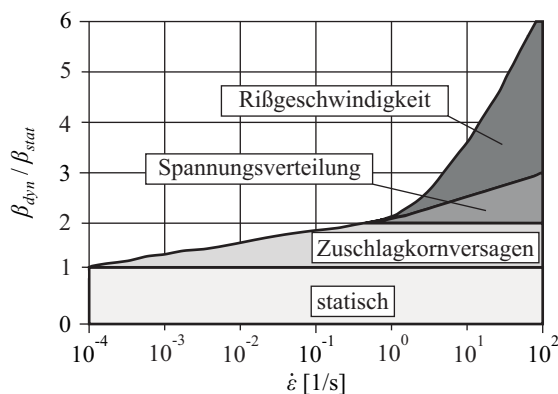


Bild 2.54: Zugfestigkeitssteigerung von Beton, CURBACH [37]

Belastungsfrequenz

Durch die Steigerung der Betonfestigkeit bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten ist zunächst zu vermuten, dass es in zyklischen Ausziehversuchen eine Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz gibt.

Der Einfluss der Frequenz einer auf den Beton aufgetragenen Belastung zeigt sich nach KÖNIG & DANIELEWICZ [106] in einer Reduktion der ertragbaren Lastwechselzahl mit kleiner werdender Belastungsfrequenz. Hierbei wurde festgestellt, dass im Allgemeinen die Änderung der Belastungsfrequenz zwischen 1 Hz und 15 Hz jedoch nur einen geringen Einfluss hat, sofern die maximale Spannung ca. 75% der Druckfestigkeit nicht überschreitet. Bei einem höheren Lasthorizont wird der Einfluss der Frequenz signifikant. So kann ein Anstieg von 0,7 Hz auf 6 Hz eine etwa zehnfach längere Lebensdauer der Probe bewirken, vgl. VAN LEEUWEN & SIEMES [222]. Der Anstieg der Bruchlastwechselzahlen ist allerdings nicht direkt proportional zu der Belastungsfrequenz. Ähnliche Beobachtungen wurden für zentrisch zug- und wechselbeanspruchten Beton mit Lastfrequenzen von 6 Hz und 0,06 Hz gemacht, vgl. CORNELISSEN [36].

KOCH & BALÁZS [103], [104] untersuchten unterschiedliche Prüffrequenzen speziell für Verbundversuche an Ausziehkörpern (Bild 2.55). Die erreichten Schlupfwerte wurden sowohl in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl als auch bezogen auf die Versuchsdauer dargestellt (Bild 2.55). Insbesondere Bild 2.55b zeigt, dass die Schlupfzunahme zumindest innerhalb des untersuchten Frequenzbereiches von 0,5 Hz bis 8,0 Hz weitestgehend unabhängig von der Prüffrequenz war.

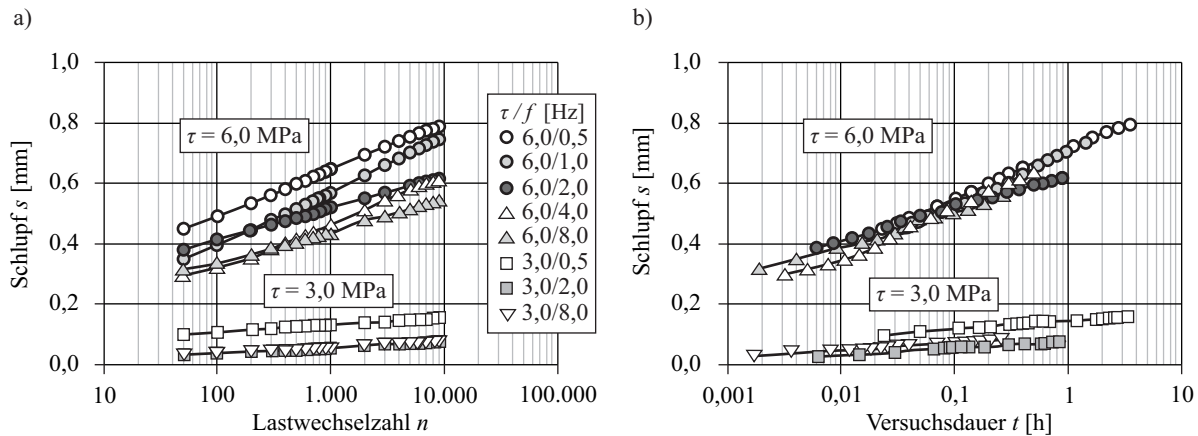


Bild 2.55: Versuche von KOCH & BALÁZS [103], [104]

WILL [235] schätzte für Verbundversuche von Spanngliedern die zu wählende Belastungsfrequenz anhand des Schwingungsverhaltens von Brücken ab. Nach einer von CANTIENI [23] an Brücken in der Schweiz durchgeführten Auswertung unter statischen und dynamischen Beanspruchungen ergab sich die in Bild 2.56 gezeigte Verteilung der Eigenfrequenzen, deren Mittelwert mit 3 Hz angegeben werden kann. Demnach sollte die Belastungsfrequenz in zyklischen Verbunduntersuchungen laut WILL zwischen 2 Hz und 5 Hz liegen.

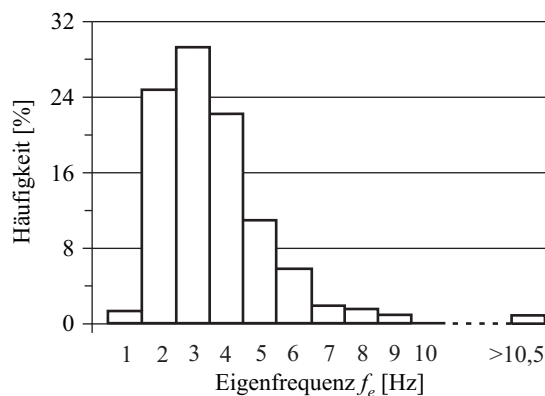


Bild 2.56: Eigenfrequenzen von 202 Brücken, CANTIENI [23]

In Bezug auf die Schwingfestigkeit von reinem Konstruktionsstahl merkte SCHÜTZ [193] an, dass der Frequenzeinfluss immer noch in den Köpfen „herumspuken“ würde. Als negatives Beispiel führte er die Untersuchungen von HEIMBACH [86] an. Der für die Ermittlung der Dauerschwingfestigkeit von Betonstahl zugrunde liegende axiale Dauerschwingversuch wird heute in EN ISO 15630-1 [56] geregelt. Aufgrund der Frequenzunabhängigkeit ist verständlich, weshalb die Prüffrequenz im Versuch frei wählbar aber konstant zwischen 1 Hz und 200 Hz zu liegen hat.

2.4 Bemessungswert der Verbundspannung

2.4.1 Vorbetrachtung

Für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen müssen Verbundspannungen definiert werden, mit deren Hilfe eine Überbeanspruchung des Verbundes vermieden wird. Das betrifft sowohl den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) als auch den der Gebrauchstauglichkeit (GZG). Während in der Folge im GZT genügend lange Stabverankerungen und Übergreifungsstöße ausgeführt werden müssen, führt im GZG eine Beschränkung der Verbundbeanspruchung zu einer Einhaltung von zulässigen Rissbreiten. Die einschlägigen Stahlbetonbaunormen enthalten zulässige Verbundspannungen (Bemessungswerte der Verbundspannung), welche für die entsprechenden Nachweise in den Grenzzuständen anzuwenden sind.

In der Vergangenheit gab es viele Überlegungen bezüglich der Kriterien, die als zulässig erachtet wurden. ROŠ [183] definierte bereits 1950 als charakteristische Haftfestigkeit diejenige Haftspannung, welche bei einem Schlupfwert von 0,1 mm erreicht wird. Ab dieser Grenze traten in seinen Versuchen Gleitwege ein, die derart stark zunahmen, dass der Verbund zwischen Stahl und Beton in unzulässiger Weise immer mehr geschwächt wurde. Unter Ermüdungsbeanspruchung entspricht die gleiche Verformungsgröße nach ROŠ der Ermüdungshaftfestigkeitsgrenze. Das heißt, dass auch nach 1 Mio. Lastwechsel ein Gleitweg von 0,1 mm nicht überschritten werden sollte.

Auch DJABRY [58], RÜSCH [184], [185] und RÜSCH & REHM [186] schlugen vor, einen auf der unbelasteten Seite gemessenen Schlupf von 0,1 mm als Grundlage der charakteristischen Verbundfestigkeit, die als Mittelwert über die Verbundlänge bestimmt wird, anzusehen. Mit der charakteristischen Verbundfestigkeit, welche bei $s = 0,1$ mm in einer experimentell bestimmten Verbundspannung-Schlupf-Beziehung direkt abgelesen werden kann, liegt zudem ein einheitliches Bewertungskriterium für die Verbundqualität von Einbettungslängen mit $10 d_s$ vor. Gemäß RÜSCH [184] entspricht der Schlupf von 0,1 mm außerdem dem Bereich der üblichen Rissbreite von 0,2 bis 0,3 mm, für die noch ein zuverlässiger Korrosionsschutz gewährleistet ist.

Neben dem Grenzwert für den Schlupf von 0,1 mm, der unter der 1,75-fachen rechnerischen Gebrauchslast nicht überschritten werden sollte, wurde von BONZEL ET AL. [20] noch ein zulässiges Maß von 0,01 mm für den Gebrauchszustand angegeben.

LEONHARDT [112] ging davon aus, dass die im Ausziehversuch auf der freien Stabseite gemessene Verschiebung von 0,1 mm die Grundlage für die Formulierung der in DIN 1045 (01/1972) festgelegten Rechenwerte der Verbundspannung darstellt. In [113] erfolgte jedoch eine Überarbeitung, welche eine andersartige Annahme anführt⁶.

In Bezug auf die TGL 0-1045 [214] sind MEYNIG ET AL. [133] der Meinung, dass die Werte der zulässigen Verbundspannungen als die zu einem Gleitweg von 0,1 mm gehörigen Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ definiert wurden. Dabei betragen die Normwerte laut MEYNIG ET AL. rund zwei Drittel der versuchstechnisch bestimmten Mittelwerte der Verbundspannung $\tau_{0,1}$.

Für die experimentelle Erprobung von Betonfertigteilen sah die TGL 33407/02 [215] vor, dass ab einer relativen Verschiebung der Bewehrung gegenüber dem umgebenden Beton von $s \geq 0,2$ mm vom Versagen der Verankerung auszugehen sei. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde folglich mit einem Schlupfwert von 0,2 mm definiert, wobei nicht zwischen belasteter und unbelasteter Stabseite unterschieden wurde.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Formulierung von zulässigen Werten der Verbundspannung durchaus mit der Festlegung von zulässigen Verformungen in Form eines begrenzten Schlupfes erfolgen kann. Ein Zusammenhang zwischen einem Verformungskriterium und den Regelungen in den aktuellen Stahlbetonnormen bezüglich der zulässigen Verbundspannungen wurde und wird zwar oft vermutet, er kann allerdings nicht hergestellt werden.

⁶ „Für die Berechnungsgrundlagen wurden aus Ausziehversuchen ermittelte Verbundgesetze [...] verwendet und daraus mit Hilfe theoretischer Grundlagen die Rechenwerte der Verbundfestigkeit [...] bestimmt.“

2.4.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Normalbeton

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) werden die erforderlichen Verankerungs- und Übergreifungslängen von Bewehrungsstäben allgemein mithilfe des Grundmaßes der Verankerungslänge gemäß Gleichung (2.70) ermittelt. Dabei ist davon auszugehen, dass der Stahl seine Streckgrenze erreicht. Die Verbundspannung τ_{bd} wird auf der Grundlage von normativ festgelegten Bemessungswerten bestimmt.

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bd}} \quad (2.70)$$

Nach aktuellen Normen wie der DIN 1045-1 [43] kann für gute Verbundbedingungen von Rippenstäben die zulässige Verbundspannung als Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} aus der Betonzugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ gemäß Gleichung (2.71) ermittelt werden.

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (2.71)$$

Für den in Deutschland nicht mehr verwendeten, glatten Rundstahl gibt beispielsweise die in Polen gültige PN-B-03264 [156] den Wert nach Gleichung (2.72) an.

$$f_{bd} = 0,36 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (2.72)$$

Darüber hinaus werden in DIN 1045-1 oder PN-B-03264 die Verbundspannungen tabellarisch in Abhängigkeit von der Betonklasse angegeben. Allerdings sind diese Tabellenwerte für einen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,5$ gegenüber den Berechnungsvorschriften (2.71) und (2.72) stark gerundet.

Trotz mehrfacher Änderungen in den Stahlbetonnormen kann die quantitative Festlegung für eine maximal zulässige Verbundspannung weit zurückverfolgt werden. Bereits im Jahre 1970 wurde die zweite internationale CEB-FIP Mustervorschrift RP 70 [34] herausgegeben. Gegenüber der ersten Mustervorschrift RP 66 [33] von 1966 kam es zu einer Präzisierung der Berechnung von zulässigen Verbundspannungen im GZT. Demnach berechnet sich der Bemessungswert der Verbundspannung τ_{bd} wie folgt:

a) Rippenstahl

$$\tau_{bd} = 1,9 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)^2} \text{ in [N/cm}^2\text{]} \quad \text{bzw.} \quad \tau_{bd} = 0,4 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)^2} \text{ in [N/mm}^2\text{]} \quad (2.73)$$

b) Glatter Rundstahl

$$\tau_{bd} = 2,8 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \text{ in [N/cm}^2\text{]} \quad \text{bzw.} \quad \tau_{bd} = 0,3 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \text{ in [N/mm}^2\text{]} \quad (2.74)$$

Diese Angaben waren noch im zweiten Entwurf [35] zum CEB-FIP MODEL CODE 78 enthalten. Mit der Beziehung zwischen den Druck- und Zugfestigkeiten des Betons nach [43], [156] oder [29]

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ in [N/mm}^2\text{]} \quad (2.75)$$

lassen sich die Gleichungen (2.73) und (2.74) umformen und mit der Annahme eines Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_c = 1,5$ in das Format des CEB-FIP MODEL CODE 78 überführen, welches mit den Angaben in DIN 1045-1 bzw. PN-B-03264 identisch ist:

a) Rippenstahl

$$\tau_{bd} = \frac{1,9}{\sqrt[3]{100}} \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)^2} = \frac{1,9}{0,21} \sqrt[3]{\frac{\gamma_c}{100}} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 2,23 \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \approx 2,25 \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (2.76)$$

b) Glatter Rundstahl

$$\tau_{bd} = \frac{2,8}{\sqrt{100}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{2,8}{\sqrt{100}} \sqrt{\gamma_c} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 0,34 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \approx 0,36 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (2.77)$$

Somit wird ersichtlich, dass zwischen den Angaben nach DIN 1045-1 bzw. PN-B-03264 und der CEB-FIP-Mustervorschrift von 1970 ein direkter Zusammenhang besteht.

Für die inzwischen zurückgezogene DIN 1045 [42] lässt sich ebenfalls ein Bezug zur CEB-FIP Mustervorschrift RP 70 herstellen. In LINDORF [117] wurde gezeigt, dass die zulässigen Verbundspannungen zu τ_1 der DIN 1045 für Rippenstahl gegenüber den Werten der DIN 1045-1 sich lediglich durch anderen Teilsicherheitsbeiwert zu unterscheiden scheinen. Anstelle von $\gamma_c = 1,5$ wird der Sicherheitsbeiwert für Versagen ohne Vorankündigung von $\gamma_c = 2,1$ verwendet. Eine Umrechnung zwischen beiden Normen ist auf Grundlage der Beziehung (2.73) über Gleichung (2.78) möglich.

$$\frac{f_{bd}}{\text{zul}\tau_1} = \frac{1,9 \sqrt[3]{(f_{ck}/1,5)^2}}{1,9 \sqrt[3]{(f_{ck}/2,1)^2}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2,1}{1,5}\right)^2} \rightarrow f_{bd} = \sqrt[3]{1,96} \cdot \text{zul}\tau_1 \quad (2.78)$$

Zumindest für gerippte Stähle konnte in LINDORF [117] der Hintergrund, der zur Festlegung der Bemessungswerte führte, weitestgehend aufgeklärt werden. Mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit sind die zulässigen Werte auf Versuchsergebnisse zurückzuführen, die an Biegehaftversuchen erzielt wurden. Zwar ist es nach Ansicht von REHM [164] aufgrund der unterschiedlichen Verhältnisse in Verbundversuch und Bauteil „unstatthaft“, zulässige Verbundspannungen direkt aus Versuchsergebnissen abzuleiten. Trotzdem wurde von CLAUDE (siehe [32] und [206]) versucht, erforderliche Verankerungslängen anhand von Balkenverbundversuchen zu bestimmen.

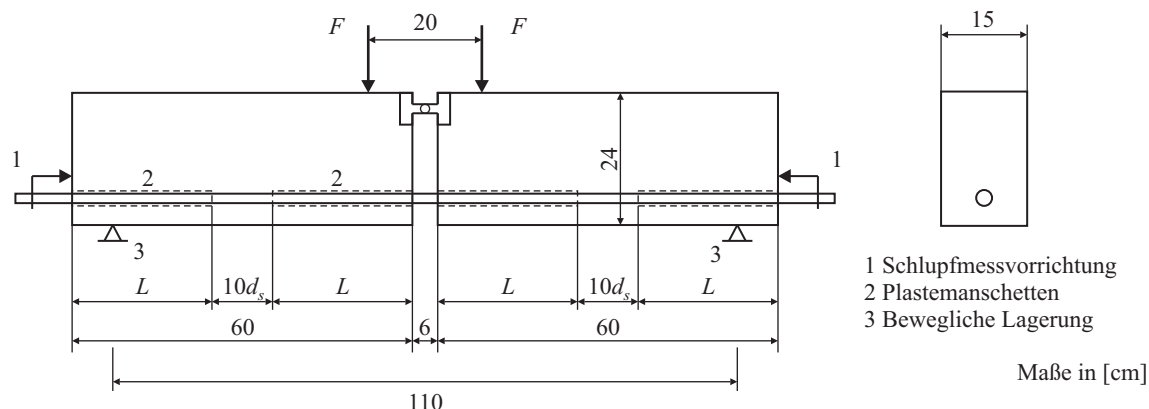


Bild 2.57: Balkentest nach EN 10080 [50]

Der Balkentest, welcher in EN 10080 [50] nunmehr auch normativ geregelt wird, besitzt eine Verbundlänge von $10 d_s$ und weist eine relativ starke Querbewehrung auf. Der Bestimmung der zulässigen Verbundwerte legte CLAUDE die maximale Verbundspannung τ_{ult} zugrunde. Er nahm an, dass die maximale Verbundspannung, die mit zunehmender Verbundlänge abnimmt, eine Asymptote von 0,7 anstrebt. Dieser Sachverhalt wurde bereits von BAUS [16] bzw. BAUS & CLAUDE [17] beschrieben und eine entsprechende Umrechnung für Verbundlängen von $5 d_s$ und $10 d_s$ angegeben (Bild 2.58).

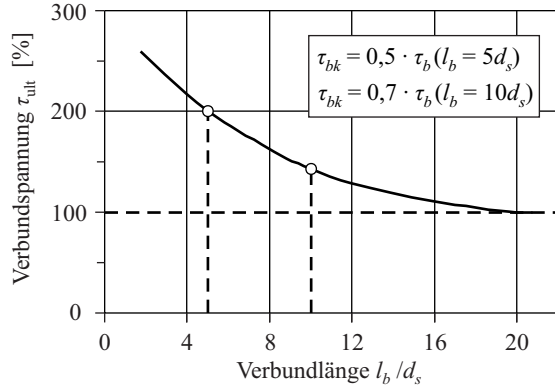


Bild 2.58: Maximale Verbundspannung bei zunehmender Verbundlänge, BAUS & CLAUDE [17]

Es ist bekannt, dass mit zunehmender Querbewehrung der Verbundwiderstand bis auf das Zweifache ansteigt, wobei ein oberer Grenzwert erreicht wird (vgl. z. B. DIN 1045-1, Tab. 26). Da die Probekörper der Balkenversuche gegenüber realen Verankerungen eine starke Querbewehrung aufweisen, müssen die Ergebnisse entsprechend angepasst werden. CLAUDE berücksichtigte die Steigerung der maximalen Verbundspannungen durch die Querbewehrung mit Gleichung (2.79) und reduzierte die Ergebnisse der Balkenversuche für die Umrechnung auf den Fall, dass keine Querbewehrung vorhanden ist, auf die Hälfte.

$$\tau_{bk} = 0,7 \cdot \tau_{ult} \cdot (0,4 \cdot \rho_t + 0,5) \quad (2.79)$$

Der Übergang zu der in der Mustervorschrift RP 70 festgelegten Methode der Bemessung von Verankerungen ohne Querbewehrung wird durch einen Querbewehrungsgrad von $\rho_t = 0$ erreicht. Die Beziehung zwischen der maximalen Verbundspannung im Balkentest und der Betondruckfestigkeit wurde in [32] für die Verwendung von Rippenstählen angegeben zu:

$$\tau_{ult} = 2,52 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ in [kp/cm}^2\text{]} \quad (2.80)$$

Damit berechnet sich der Rechenwert der Verbundspannung gemäß Gleichung (2.81).

$$\tau_{bk} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot \tau_{ult} = 0,882 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ in [kp/cm}^2\text{]} \quad (2.81)$$

Umgerechnet auf die Einheit N/cm² ergibt sich mit Gleichung (2.82) der noch ohne Teilsicherheitsbeiwert behaftete Zusammenhang gemäß Gleichung (2.73).

$$\tau_{bk} = 1,9 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ in [N/cm}^2\text{]} \quad (2.82)$$

Mithilfe einiger Versuchsdaten aus Balkenverbundversuchen von BAUS [16], BONY ET AL. [19], HJORTH [87] und CLAUDE [26] kann die Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung von der Betondruckfestigkeit gemäß Gleichung (2.80) nachvollzogen werden. Gleiches gilt sowohl für den daraus abgeleiteten Bemessungswert nach den aktuellen Normen als auch für die zulässigen Verbundspannungen gemäß DIN 1045 (07/1988) [42], vgl. Bild 2.59.

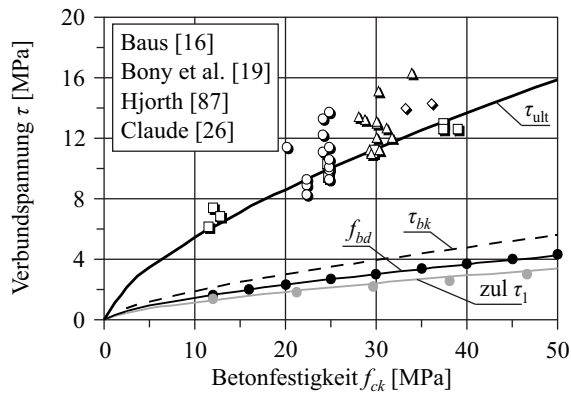


Bild 2.59: Verbundspannung und Betondruckfestigkeit, LINDORF [117]

Hochfester Beton

Ab einer Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 50$ MPa legen sowohl die DIN 1045-1 als auch die mittlerweile abgelöste Richtlinie des DAfStb [41] Bemessungswerte der Verbundspannung fest, welche abschnittsweise linear zur Betondruckfestigkeit steigen. Dies wird im Bild 2.60 durch mehrere „Knicke“ deutlich. Ab einem C90/105 bzw. B85 steigen die zulässigen Verbundspannungen nicht mehr an.

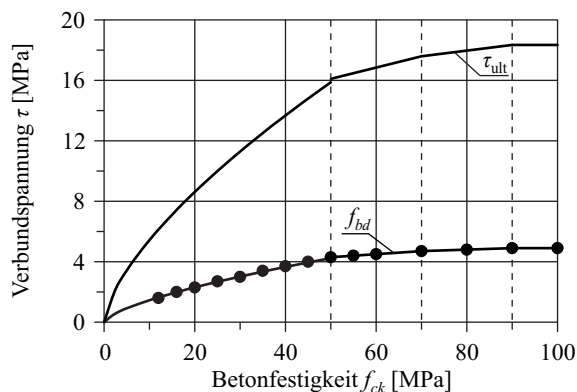


Bild 2.60: Verbundspannung und Betondruckfestigkeit einschließlich hochfester Betone

Hintergrund ist laut KÖNIG ET AL. [107] die ab dieser Betonfestigkeit nicht mehr nennenswert steigende Zugfestigkeit. Bei einer sehr großen Betondeckung dominiert das günstige Verhalten des hochfesten Betons auf Druck im unmittelbaren Rippenbereich, weswegen sich höhere Verbundspannungen aufbauen können. Da aber in der Praxis die Bewehrung oft oberflächennah angeordnet wird, besteht die Gefahr von Längsrissen aufgrund einer mit der vorhandenen Zugfestigkeit nicht mehr aufnehmbaren Ringzugkraft. Für die zulässigen Verbundwerte im GZT nach DIN 1045-1 können die folgenden linearen Beziehungen angegeben werden.

$$\tau_{bd} = 0,02 f_{ck} + 3,3 \text{ in [MPa]} \quad 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 70 \text{ MPa} \quad (2.83)$$

$$\tau_{bd} = 0,01 f_{ck} + 4,0 \text{ in [MPa]} \quad 70 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (2.84)$$

Wird davon ausgegangen, dass die oben genannten Zusammenhänge zwischen den Bemessungswerten und den maximalen Verbundspannungen für Rippenstahl auch bei höheren Betonklassen Gültigkeit haben, so wären in den entsprechenden Verbundversuchen mit $10 d_s$ Verbundlänge maximale Verbundspannungen gemäß den Gleichungen (2.85) und (2.86) zu erwarten, vgl. Bild 2.60.

$$\tau_{ult} = \frac{\tau_{bd}}{0,7 \cdot 0,5} \cdot \sqrt[3]{\gamma_c^2} = 0,075 f_{ck} + 12,36 \text{ in [MPa]} \quad 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 70 \text{ MPa} \quad (2.85)$$

$$\tau_{ult} = \frac{\tau_{bd}}{0,7 \cdot 0,5} \cdot \sqrt[3]{\gamma_c^2} = 0,037 f_{ck} + 14,98 \text{ in [MPa]} \quad 70 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (2.86)$$

Inwieweit diese Erwartung auch in der Realität wiederzufinden ist, müsste noch experimentell anhand geeigneter Versuche überprüft werden.

Nicht vorwiegend ruhende Belastung

Bei nicht vorwiegend ruhender Belastung sah die DIN 1045 (01/1972) eine Abminderung der zulässigen Verbundspannungen gegenüber den für ruhende Dauerlast geltenden Werten auf 85% vor. Diese Abminderung wurde als erforderlich angesehen, da der Verbundwiderstand von Rippenstäben unter wiederholter Belastung als geringer eingeschätzt wurde und nur wenige Versuchsergebnisse dazu vorlagen. Die Regelung führte in ungünstigen Fällen zu einer Verdoppelung der notwendigen Verankerungs- und Übergreifungslängen. Die Versuche von REHM & ELIGEHAUSEN [170], [171], auf die in Abschnitt 3.4.2 noch näher eingegangen wird, bewirkten in der Folge, dass die Abminderungsforderung aufgehoben wurde.

Anhand der Ergebnisse von REHM & ELIGEHAUSEN kann davon ausgegangen werden, dass die Grenze der Dauerschwingfestigkeit für Verbundversuche mit einer Verbundlänge von $3 d_s$ bei

$$\tau_{max,3ds} = 0,65 \cdot \tau_{ult,3ds} \quad (2.87)$$

liegt. Das bedeutet, dass bei einer Oberspannung von weniger als 65% der maximalen Verbundfestigkeit eines vergleichbaren statischen Verbundversuches kein Verbundversagen infolge Ausziehens zu erwarten ist. Damit ergeben sich die im Folgenden ermittelten Sicherheitsabstände.

Da der Einfluss der Verbundlänge bei zyklischer Belastung nicht klar definiert ist, müssen die Sicherheiten auf Basis einer Verbundlänge von $3 d_s$ verglichen werden. Näherungsweise muss auf Verbundlängen von $5 d_s$ zurückgegriffen werden.

a) DIN 1045 (07/1988), statisch

$$zul \tau_1 = 0,5 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{1}{2,1}\right)^2} \cdot \tau_{ult,5ds} = 0,30 \tau_{ult,5ds} \quad (2.88)$$

b) DIN 1045 (07/1988), zyklisch

$$zul \tau_1 = 0,30 \tau_{ult,5ds} < 0,65 \tau_{ult,3ds} \quad \text{ohne Abminderung} \quad (2.89)$$

$$zul \tau_1 = 0,85 \cdot 0,30 \tau_{ult,5ds} = 0,26 \tau_{ult,5ds} < 0,65 \tau_{ult,3ds} \quad \text{mit Abminderung} \quad (2.90)$$

c) DIN 1045-1, statisch

$$f_{bd} = 0,5 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{1}{1,5}\right)^2} \cdot \tau_{ult,5ds} = 0,38 \tau_{ult,5ds} \quad (2.91)$$

d) DIN 1045-1, zyklisch (Oberspannungen ohne Teilsicherheiten)

$$f_{bd} = 0,38 \tau_{ult,5ds} < 0,65 \tau_{ult,3ds} \quad (2.92)$$

Mit den Gleichungen (2.89) und (2.92) wird ersichtlich, dass die auch auf zyklische Beanspruchungen angewandten zulässigen Verbundspannungen zu maximalen Oberspannungen führen, die weit unter der Dauerfestigkeitsgrenze liegen. Der Sicherheitsabstand zwischen (zulässiger) Verbundoberspannung und Dauerfestigkeit ist im Vergleich zum Abstand zwischen zulässiger und maximaler Verbundspannung deutlich geringer. Jedoch ist davon auszugehen, dass im Grenzzustand der Ermüdung (GZE) Gebrauchslasten ohne Teilsicherheiten verwendet werden. Diese Überlegung stellte die Begründung für die Aufhebung der Forderung nach abgeminderten Verbundspannungswerten für nicht vorwiegend ruhende Belastungen dar, vgl. REHM & ELIGEHAUSEN [167], [168], [170].

Aus dem Vergleich der Werte für das Grundmaß der Verankerung nach bisheriger und aktueller Norm wird ersichtlich, dass sich das Sicherheitsniveau in DIN 1045-1 gegenüber DIN 1045 mit rund 20% nur leicht erhöht hat.

a) Grundmaß der Verankerungslänge, DIN 1045

$$l_b = \frac{d_s}{4 \cdot \text{zul } \tau_1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma} = \frac{d_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{1,75 \cdot \text{zul } \tau_1} = \frac{d_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{1,75 \cdot 0,30 \tau_{\text{ult},5ds}} = 1,9 \cdot \frac{d_s \cdot f_{yk}}{4 \cdot \tau_{\text{ult},5ds}} \quad (2.93)$$

b) Grundmaß der Verankerungslänge, DIN 1045-1

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{d_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{1,15 \cdot f_{bd}} = \frac{d_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{1,15 \cdot 0,38 \tau_{\text{ult},5ds}} = 2,3 \cdot \frac{d_s \cdot f_{yk}}{4 \cdot \tau_{\text{ult},5ds}} \quad (2.94)$$

2.4.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) stehen weniger die erforderlichen Verankerungslängen im Vordergrund, sondern die Begrenzung von Spannungen, Rissbreiten und Verformungen. Die Bestimmung der Rissbreite folgt aus der Ermittlung der Rissabstände s_r , welche wiederum von der Übertragungslänge l_{es} gemäß Gleichung (2.95) abhängen, vgl. LINDORF & LEMNITZER [118].

$$l_{es} = \frac{\sigma \cdot A_s}{\tau \cdot u_s} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma}{\tau} \quad (2.95)$$

Damit ist eine Parallele zum Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) gegeben. Doch anders als im GZT wird im GZG nicht vom Erreichen der Stahlstreckgrenze ausgegangen. Die unter Gebrauchslast vorherrschenden Stahlspannungen müssen auf ein Maß beschränkt werden, welches deutlich unter dieser Grenze liegt.

Im Zustand I wird von einem starren Verbund ausgegangen. Beton und Stahl erfahren infolge Zugbelastung die gleiche Dehnung. Beim Erreichen der Betonzugfestigkeit entsteht ein Riss (Zustand II), so dass die Zugspannungen im Riss allein vom Stahl aufgenommen werden müssen. Infolge der Risslast F_{cr} ergibt sich die Stahlspannung im Riss σ_{cr} zu:

$$F_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A_s = f_{ctm} \cdot A_{ct,eff} \rightarrow \sigma_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{A_{ct,eff}}{A_s} = \frac{f_{ctm}(t)}{eff \rho} \quad (2.96)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (2.96) in (2.95) erhält man die Transferlänge l_t zwischen einem Riss und dem Bereich des starren Verbundes:

$$l_t = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\tau} = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bk}} \cdot \frac{d_s}{eff \rho} \quad (2.97)$$

Gemäß DIN 1045-1 errechnet sich der maximale Rissabstand $s_{r,\max}$ unter der Annahme, dass zwischen zwei Rissen die Zugfestigkeit gerade erreicht wird.

$$s_r = s_{r,\max} = 2 \cdot l_t = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bk}} \cdot \frac{d_s}{\text{eff} \rho} = \frac{d_s}{3,6 \cdot \text{eff} \rho} \quad (2.98)$$

Durch Einsetzen der Transferlänge l_t gemäß Gleichung (2.97) ergibt sich die der Norm zugrunde gelegte Annahme bezüglich der Verbundspannung:

$$k_1 = f_{ctm} / \tau_{bk} = 0,56 \quad \text{bzw.} \quad \tau_{bk} = 1,8 \cdot f_{ctm} \quad (2.99)$$

Entsprechend dem CEB-FIP MODEL CODE 90, der vom gleichen Rissmodell ausgeht, führt diese Annahme bereits zu einem 75%-Quantilwert der Rissbreite, so dass hier ein Beiwert zur Berücksichtigung der Streuung entfallen kann. Zum Mittelwert der Rissbreite führt ein Verbundfaktor von $\tau_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctm}$ bzw. $k_1 = 0,44$. Beim abgeschlossenen Rissbild bewegt sich der mögliche Rissabstand im Bereich von $l_t \leq s_r \leq 2 l_t$. Der mittlere Rissabstand stellt sich nach CEB-FIP MODEL CODE 90 in der Größenordnung von $s_{rm} = 1,33 \cdot l_t$ ein.

Nach EN 1992-1-1 wird der maximale Rissabstand $s_{r,\max}$ über die Beziehung gemäß Gleichung (2.100) bestimmt.

$$s_r = s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{d_s}{\text{eff} \rho} \quad (2.100)$$

Der Beiwert k_2 ist im Falle von zentrischem Zug mit $k_2 = 1,0$, bei reiner Biegung mit $k_2 = 0,5$ anzunehmen. Für k_3 und k_4 werden die Werte 3,4 bzw. 0,425 empfohlen. Durch Einsetzen der Beiwerte k_1 , k_3 und k_4 sowie der Transferlänge l_t gemäß Gleichung (2.97) ergibt sich für $s_{r,\max}$ ein Ausdruck, der den enthaltenen Streubeiwert γ_w erkennen lässt.

$$s_r = s_{r,\max} = 1,7 \cdot \left(2 \cdot c + k_2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bk}} \cdot \frac{d_s}{\text{eff} \rho} \right) = \gamma_w \cdot (2 \cdot c + k_2 \cdot l_t) \quad (2.101)$$

Für den Verbundfaktor k_1 von Rippenstahl wird

$$k_1 = f_{ctm} / \tau_{bk} = 0,8 \quad \text{bzw.} \quad \tau_{bk} = 1,25 \cdot f_{ctm} \quad (2.102)$$

angesetzt, womit gegenüber Gleichung (2.99) eine erhebliche Abweichung in Bezug auf die Annahme der gemittelten Verbundspannung erkennbar ist.

Die Regelungen der EN 1992-1-1 gehen inhaltlich zu großen Teilen auf die Arbeiten von MARTIN ET AL. [130] bzw. SCHIEBL [188] zurück. Wichtige Vorarbeiten wurden auch schon von REHM & MARTIN [173] geleistet. Ihre Untersuchungen waren laut SCHIEBL & WÖLFEL [189] die Grundlage sowohl für die Bestimmungen der DIN 1045 (01/1972) als auch für die Regeln des CEB-FIP MODEL CODE 78. Die Berechnung des maximalen Rissabstandes erfolgt hierbei nach Gleichung (2.103).

$$s_r = s_{r,\max} = \gamma_w \cdot \left(k_5 \cdot c + k_1 \cdot k_2^* \cdot \frac{d_s}{\rho} \right) \quad (2.103)$$

Der Wert γ_w berücksichtigt die Streuung der maximalen Rissbreiten (95%-Quantilwerte) gegenüber den mittleren Rissbreiten und wird mit dem Ansatz $\gamma_w = 2,1$ als ausreichend genau angesehen. Die von der Belastungsart abhängige Dehnungsverteilung findet für reine Biegung mit $k_2^* = 1,0$ Beachtung. Im Falle zentrischen Zuges wird ein Wert von $k_2^* = 5,0$ vermutet. Als Bewehrungsgrad ρ ist hier das Verhältnis der Stahlfläche A_s zur gesamten Betonfläche im Bereich der statischen Nutzhöhe $A_c = b \cdot d$ anzusetzen. Für das Korrekturglied k_5 zur Berücksichtigung des kleinstmöglichen Rissabstandes wird aus Versuchen ein Wert von $k_5 = 4,0$ für Platten und $k_5 = 1,5$ für Rechteckbalken ermittelt. Resultierend aus einer Mindestbetondeckung bei Platten von $c = 1,0$ cm und Balken von $c = 2,5 \dots 3,0$ cm

wird die Annahme eines konstanten Wertes von $k_s \cdot c = 40$ mm als ausreichend genau erachtet, vgl. LINDORF & LEMNITZER [118].

Als ein wichtiges Ergebnis der zahlreichen Versuche an biegebeanspruchten Trägern und Platten leiteten REHM & MARTIN für den Einfluss der Verbundwirkung eine empirische Beziehung ab, die von der bezogenen Rippenfläche f_R abhängt.

$$k^* = \frac{0,009}{0,2 + f_R^{2/3}} \quad (2.104)$$

Der Ausdruck k^* enthält sowohl die Konstante $1/4$ als auch der Wert $k_2^* = 1,0$ für eine Biegebeanspruchung. Um den Verbundfaktor nach REHM & MARTIN mit anderen Ansätzen vergleichen zu können, sollte die Umrechnung auf den Wert $k_2 = 0,5$ für reine Biegung erfolgen. Umgestellt ergibt sich für den Verbundfaktor k_1 der Ausdruck gemäß Gleichung (2.105).

$$\frac{0,009}{0,2 + f_R^{2/3}} = k_1 \cdot k_2^* = \frac{1}{4} \cdot k_1 \cdot 0,5 \cdot k_2 \rightarrow k_1 = \frac{0,144}{0,2 + f_R^{2/3}} \quad (2.105)$$

Mit der kleinsten bezogenen Rippenfläche für gerippten Stahl von $f_R = 0,039$ ($d_s = 6$ mm) führt Gleichung (2.105) zu:

$$k_1 = f_{ctm} / \tau_{bk} = 0,46 \quad \text{bzw.} \quad \tau_{bk} = 2,2 \cdot f_{ctm} \quad (2.106)$$

Abweichend zu Gleichung (2.103) gaben MARTIN ET AL. [130] den maximalen Rissabstand mit einem konstanten, additiven Glied von 50 mm an:

$$s_r = s_{r,max} = \gamma_w \cdot \left(50 \text{ mm} + \frac{1}{4} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{d_s}{\text{eff} \rho} \right) \quad (2.107)$$

An dieser Stelle wurde von ihnen der effektive Bewehrungsgrad $\text{eff} \rho$ eingeführt, d. h. es wird im Gegensatz zu REHM & MARTIN [173] nicht die gesamte Betonfläche, sondern nur eine den Bewehrungsstab unmittelbar umgebende Zone $A_{ct,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff}$ berücksichtigt. Mit dem Faktor k_2 geht ebenfalls die Belastungsart ($k_2 = 1,0$ für zentrischen Zug bzw. $k_2 = 0,5$ für reine Biegung) in die Berechnung ein. Für den Streubeiwert ergab die Versuchsauswertung $\gamma_w = 1,4$ für zentrischen Zug und $\gamma_w = 1,7$ für reine Biegung. Es wurde jedoch empfohlen, den Streubeiwert auf der sicheren Seite liegend mit $\gamma_w = 1,7$ anzunehmen, vgl. LINDORF & LEMNITZER [118]. Für gerippten Bewehrungsstahl ist der Verbundfaktor k_1 vorgegeben mit:

$$k_1 = f_{ctm} / \tau_{bk} = 0,5 \quad \text{bzw.} \quad \tau_{bk} = 2,0 \cdot f_{ctm} \quad (2.108)$$

In der Folgezeit präziserte SCHIEBL [188] den Ansatz für den Randbereich an der Rissflanke mit $1,5 \cdot c$, welcher weiterhin mit ausreichender Genauigkeit zu $1,5 \cdot c = 50$ mm gesetzt werden kann.

$$s_r = s_{r,max} = \gamma_w \cdot \left(1,5 \cdot c + \frac{1}{4} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{d_s}{\text{eff} \rho} \right) \quad (2.109)$$

Die Beiwerte γ_w und k_2 entsprechen denen von MARTIN ET AL. [130]. Es erfolgte jedoch eine Modifizierung der effektiven Betonfläche zu $A_{ct,eff} = 2,5 \cdot d_1 \cdot b$ mit $d_1 = h - d$. Bei der Herleitung des Verbundwertes k_1 für Rippenstahl wird zwar auf MARTIN ET AL. [130] verwiesen, sein Betrag jedoch gegenüber Gleichung (2.108) erhöht, womit sich eine geringere mittlere Vorspannung ergibt.

$$k_1 = f_{ctm} / \tau_{bk} = 0,8 \quad \text{bzw.} \quad \tau_{bk} = 1,25 \cdot f_{ctm} \quad (2.110)$$

In der für die Bemessung von Stahlbetonschornsteinen verbindlichen EN 13084-2 [54] wird ein etwas abweichendes Rissmodell verfolgt. Die Berechnung des Rissabstandes s_r im abgeschlossenen Rissbild erfolgt gemäß Gleichung (2.111).

$$s_r = 3,5 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}^{0,88} \cdot d_s}{f_{cm}^{2/3}} \right)^{0,89} \quad (2.111)$$

Die Regelungen der EN 13084-2 bauen auf den Forschungsergebnissen von NOAKOWSKI [148] auf, der eine andere Herangehensweise für die Problematik der Rissbreitenberechnung wählte. In die Ermittlung des maximalen Rissabstandes fließt keine konstant angenommene Verbundspannung ein. Stattdessen wurden die in Versuchen ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen über ein „Verbundgesetz“ der Form

$$\tau(x) = A \cdot s(x)^N \cdot f_{cm}^{2/3} \quad (2.112)$$

beschrieben, aus welchem durch Integration die Verbundspannung τ_{bk} in Abhängigkeit von den Parametern A und N bestimmt werden kann.

$$\tau_{bk} = (1-N) \cdot \left(\frac{1}{8^N (1+N)} \cdot \frac{A}{E_s^N} \cdot f_{cm}^{2/3} \cdot d_s^N \cdot \sigma_{cr}^{2 \cdot N} \right)^{\frac{1}{1+N}} \quad (2.113)$$

Mit $A = 0,95$ und $N = 0,12$ eines mittleren „Verbundgesetzes“ vereinfacht sich Gleichung (2.113) zu Gleichung (2.114).

$$\tau_{bk} = 0,164 \cdot \left(f_{cm}^{2/3} \cdot d_s^{0,12} \cdot \sigma_{cr}^{0,24} \right)^{0,89} \quad (2.114)$$

Es wird deutlich, dass die der Berechnung zugrunde gelegte Verbundspannung nicht nur von der Zugfestigkeit des Betons, sondern auch vom Stahldurchmesser und der Größe der Stahlspannung im Riss abhängt. Durch Einsetzen von Gleichung (2.114) in Gleichung (2.95) ergibt sich schließlich der maximale Rissabstand des Erstrisszustandes nach Gleichung (2.115).

$$s_{r,max} = 2 \cdot l_t = 3,1 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}^{0,88} \cdot d_s}{f_{cm}^{2/3}} \right)^{0,89} \quad (2.115)$$

Über einen sogenannten Rissentwicklungsfaktor $0,5 \leq C_E \leq 1,0$ wird der mittlere Rissabstand im abgeschlossenen Rissbild berechnet. Für den mittleren Rissabstand ist $C_E = 0,75$ anzusetzen. Der Streubeiwert wurde unabhängig vom Risszustand zu $\gamma_w = 1,5$ ermittelt.

$$s_r = \gamma_w \cdot s_{rm} = \gamma_w \cdot C_E \cdot s_{r,max} = 3,5 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}^{0,88} \cdot d_s}{f_{cm}^{2/3}} \right)^{0,89} \quad (2.116)$$

Sobald der Beton seine Zugfestigkeit überschreitet und ein Riss entsteht, kann die Stahlspannung bei Rissbeginn analog Gleichung (2.96) angegeben werden. Hierbei wird allerdings nicht von einer lokalen Betonzugzone $A_{ct,eff}$ ausgegangen, sondern die gesamte Bauteilzugzone A_{ct} unabhängig von der statischen Nutzhöhe d betrachtet. Auf diese Weise ergeben sich zwei Fälle, die unterschieden werden müssen.

a) Risskraft bei reinem Zug

$$F_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A_s = f_{ctm} \cdot \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \rightarrow \sigma_{cr} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{ct}} \quad (2.117)$$

b) Rissmoment bei reiner Biegung

$$M_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A_s \cdot 0,85 \cdot h = f_{ctm} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \rightarrow \sigma_{cr} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{ct}} \quad (2.118)$$

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass alle hier vorgestellten Rissmodelle von der Verbundspannung abhängen. Deren Annahme bzw. Festsetzung erscheint jedoch bisweilen eher pragmatisch und führt bezüglich der anzusetzenden Werte zu teilweise sehr deutlichen Unterschieden. Kritisch zu betrachten ist die Tatsache, dass durch diese Verbundwerte eine Veränderung in der Verbundqualität nicht erfasst werden kann. Viele Faktoren, die den Verbund und die Rissbildung beeinflussen, werden durch die Rissmodelle nur unzureichend berücksichtigt. Darüber hinaus wurde in den Modellen vorausgesetzt, dass sich die Risse in konstanten Abständen öffnen. Selbst unter idealisierten Bedingungen mit konstanter Verbundsituation, Betonzugfestigkeit und effektiver Betonzugfläche ist eine eindeutige theoretische Festlegung des Rissabstandes nicht möglich. Demnach können lediglich ein unterer und ein oberer Grenzwert für den Rissabstand angegeben werden. In vielen Fällen wird der Zufälligkeit, der die Rissbildung unterlegen ist, mit der Ermittlung eines auf statistischen Überlegungen basierenden, mittleren Rissabstandes begegnet, vgl. ALVAREZ [5].

2.5 Zusammenfassung

Um das Verbundtragverhalten zwischen Bewehrungsstahl und Beton untersuchen zu können, fanden in der Vergangenheit Verbundversuche an verschiedenen Probekörpern statt, welche zumeist statisch belastet wurden. Ein wichtiges Kriterium zur Beurteilung der Verbundqualität stellen die aus den Versuchen ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen dar. Sie sind auch die Grundlage für die Aufstellung sogenannter Verbundmodelle, welche für die analytische Beschreibung der Verbundtragwirkung Verwendung finden. Neben den möglichen Versagensmechanismen spielen die auftretenden *Einflussfaktoren* eine zentrale Rolle. Um die eigenen Versuchsergebnisse möglichst sinnvoll verallgemeinern oder vorhandene Parallelen direkt erkennen zu können, ist eine genaue Untersuchung der die Versuche tangierenden Einflussgrößen zwingend erforderlich.

Mit zunehmender *Betonfestigkeit* kann die Verbundqualität gesteigert werden (Bild 2.61). Während die maximalen Verbundspannungen τ_{ult} proportional zur quadrierten Kubikwurzel der Betondruckfestigkeit bzw. zur Betonzugfestigkeit zunehmen, stehen die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ in direkter Beziehung zur Betondruckfestigkeit. Sofern sich ein Ausziehversagen einstellt, kann von einem konstanten Schlupfwert s_{ult} ausgegangen werden. Beim Spaltbruchversagen nimmt der Schlupfwert s_{ult} mit zunehmender Betonfestigkeit ab. Bei *zyklischen* Belastungen des Verbundes wird die Abnahme der Betonfestigkeit wahrscheinlich zu einem beschleunigten Schlupfwachstum führen. Jedoch fand bisher noch keine gezielte Auswertung entsprechender Versuchsergebnisse in Verbindung mit der Formulierung einer analytischen Beschreibung statt.

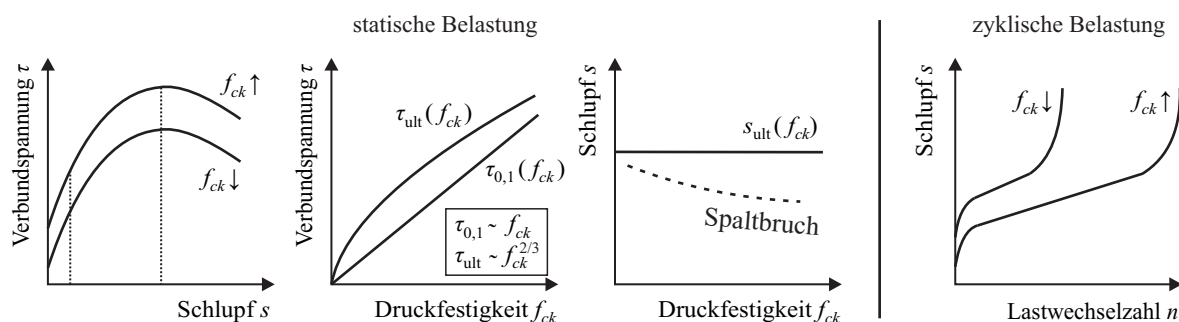


Bild 2.61: Einfluss der Betonfestigkeit

Während der Einfluss des *Stahldurchmessers* unter Ausschluss einer Längsrissbildung auf der Grundlage von durchmesserabhängigen Verbundlängen als vergleichsweise gering eingestuft werden kann, bewirkt die unterschiedlich starke Rippung der Bewehrungsstähe große Unterschiede im Verbundverhalten. Die Zunahme der *bezogenen Rippenfläche* im für die Praxis relevanten Bereich von $0,056 \leq f_R \leq 0,1$ geht mit einer Zunahme der Verbundspannungen τ_{ult} und $\tau_{0,1}$ einher (Bild 2.62). Da normativ nur

ein Mindestwert der bezogenen Rippenfläche gefordert wird, müssten die Verbundspannungen für andere Rippenflächen gegebenenfalls umgerechnet werden.

$$\tau_{\text{ult}}(f_{R,\min}) = \tau_{\text{ult}}(f_R) \cdot f_{R,\min} / f_R \quad \text{für } 0,056 \leq f_R \leq 0,1 \quad (2.119)$$

$$\tau_{0,1}(f_{R,\min}) = \tau_{0,1}(f_R) \cdot f_{R,\min} / f_R \quad \text{für } 0,056 \leq f_R \leq 0,1 \quad (2.120)$$

Eine gezielte Untersuchung des Einflusses der bezogenen Rippenfläche auf das *Ermüdungsverhalten* des Verbundes wurde noch nicht durchgeführt. Es wird vermutet, dass sich mit zunehmender Rippenfläche ein verlangsamtes Schlupfwachstum mit kleinerem Startschlupf einstellt.

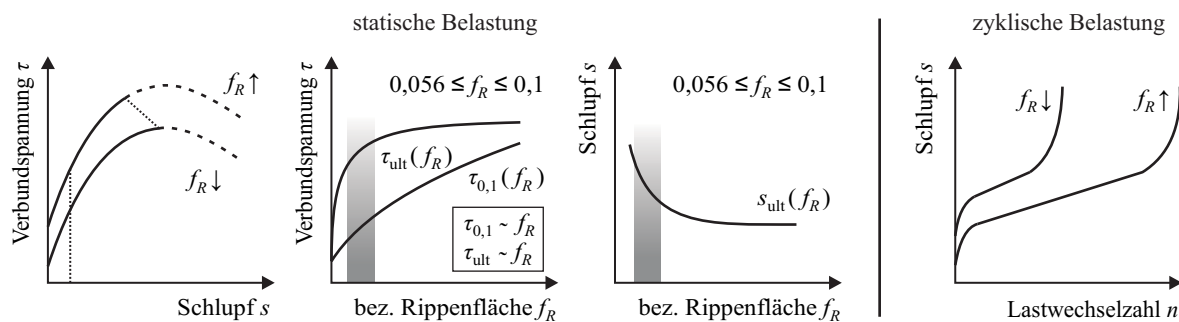


Bild 2.62: Einfluss der bezogenen Rippenfläche

Querdruck beeinflusst das Verbundverhalten positiv (Bild 2.63). Sowohl die maximale Verbundspannung τ_{ult} als auch die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ wachsen proportional zur Wurzel der Querdruckspannung an. Bei sehr hohem Querdruck stagniert jedoch dieser Effekt. Zwischen dem Schlupf s_{ult} und dem Querdruck scheint ein linearer Zusammenhang zu bestehen. Unter *zyklischer* Ausziehbelastung ist zu vermuten, dass ein erhöhter Querdruck das Schlupfwachstum bremst. Genauere Untersuchungen dazu liegen jedoch nicht vor.

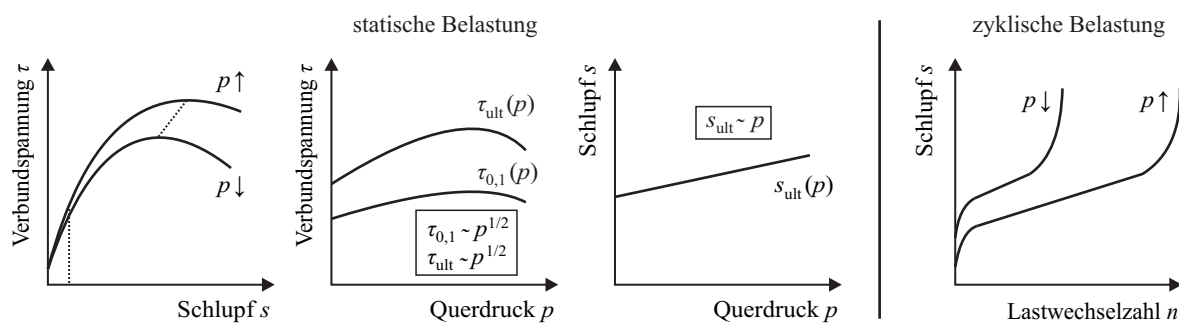


Bild 2.63: Einfluss von Querdruck

Längsrisse infolge von *Querzug* bewirken eine Verschlechterung der Verbundeigenschaften (Bild 2.64). Sowohl die maximale Verbundspannung τ_{ult} als auch die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ nehmen mit zunehmenden Rissbreiten ab. Der Schlupf s_{ult} scheint sich auch bei Längsrissen infolge Querzugs nicht signifikant zu ändern. Nimmt der Durchmesser des Bewehrungsstabes ab, vergrößert sich der Einfluss der Längsrissbreite. Eine wichtige Rolle spielt hierbei das Verhältnis zwischen Rissbreite und Rippengeometrie. Unter *zyklischer* Ausziehbelastung ist zu vermuten, dass mit größerer Längsrissbreite und abnehmendem Stabdurchmesser ein beschleunigtes Schlupfwachstum eintritt. Genauere Untersuchungen dazu gibt es bisher noch nicht.

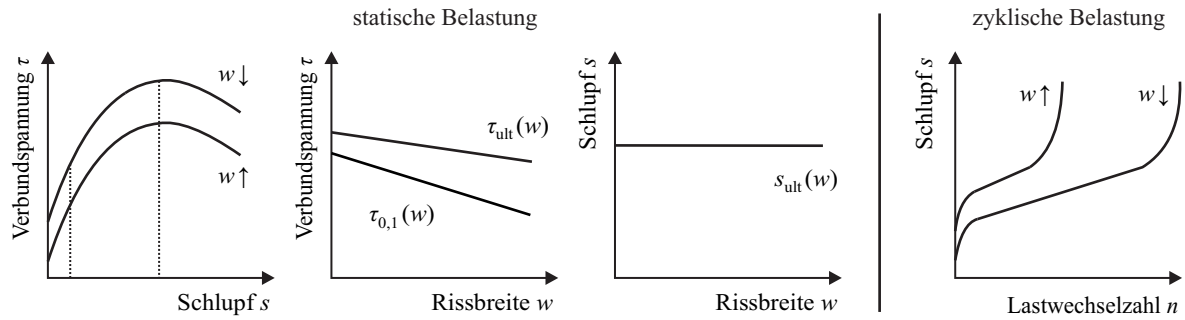


Bild 2.64: Einfluss der Längsrisssbreite aus Querkzug

Die Zunahme der *Verbundlänge* führt zur Steigerung der übertragbaren Kräfte, geht aber mit der Abnahme der über die Verbundlänge gemittelten Verbundspannung einher. Eine gesicherte Aussage zum Schlupfverhalten ist nicht möglich. Es scheint aber zu einer Vergrößerung des Schlupfes s_{ult} mit steigender Verbundlänge zu kommen. In welchem Maße die Zunahme der Verbundlänge einen Einfluss auf die *Ermüdung* bzw. das Schlupfwachstum ausübt ist noch ungeklärt (Bild 2.65). Eine nennenswerte Beeinflussung des Verbundverhaltens durch die *Beanspruchungsgeschwindigkeit* sowie die *Beanspruchungsfrequenz* ist für die in Kapitel 4 beschriebenen Versuche nicht zu erwarten.

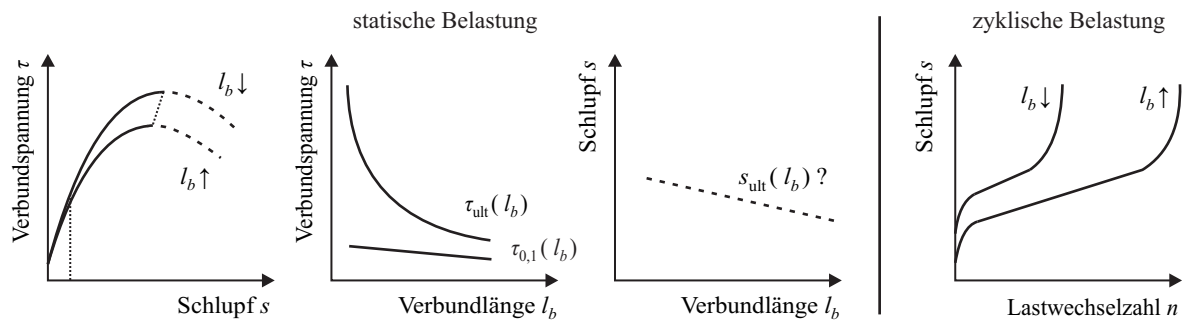


Bild 2.65: Einfluss der Verbundlänge

Im Rahmen der Bemessung von Stahlbetonbauteilen wird auf *Bemessungswerte der Verbundspannung* zurückgegriffen. Im *Grenzzustand der Tragfähigkeit* (GZT) können diese normativ festgelegten Werte auf Verbunduntersuchungen an querbewehrten Probekörpern mit einer Verbundlänge von $l_b = 10 d_s$ zurückgeführt werden. Unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes von $\gamma_c = 1,5$ folgt der Bemessungswert der Verbundspannung τ_{bd} direkt aus der maximalen Verbundspannung τ_{ult} durch die Umrechnung auf lange Verbundlängen (Faktor 0,7) ohne Querbewehrung (Faktor 0,5). Die maximale Verbundspannung lässt sich abschnittsweise in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit beschreiben.

$$\tau_{bd} = \gamma_c^{-2/3} \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot \tau_{ult} \quad (2.121)$$

mit

$$\tau_{ult} = 1,17 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ in [MPa]} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.122)$$

$$\tau_{ult} = 0,075 f_{ck} + 12,36 \text{ in [MPa]} \quad 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 70 \text{ MPa} \quad (2.123)$$

$$\tau_{ult} = 0,037 f_{ck} + 14,98 \text{ in [MPa]} \quad 70 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (2.124)$$

Für Berechnungen im *Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit* (GZG) stehen verschiedene normativ geregelte Modelle zur Verfügung. Infolge dessen besteht keine einheitliche Basis bezüglich der für die Bemessung zugrunde zu legenden Verbundspannungen. Berücksichtigung findet allgemein die Abhängigkeit der Verbundspannung von der Betonzugfestigkeit.

3 Ermüdungsverhalten

3.1 Grundlagen

Die nachfolgend zusammengestellten Definitionen von Begriffen aus dem Gebiet der Ermüdung von Bauteilen oder Werkstoffen sollen als präziser Ausgangspunkt für die Nachvollziehbarkeit der weiteren Darlegungen dienen.

Schwingspiel: Das Schwingspiel entspricht einem Lastwechsel einer sinusförmigen (einstufigen) Schwingung. Zur eindeutigen Bestimmung sind mindestens zwei Größen erforderlich. Am gebräuchlichsten ist die Angabe von Mittelspannung und Amplitude oder aber von Ober- und Unterspannung (Bild 3.1).

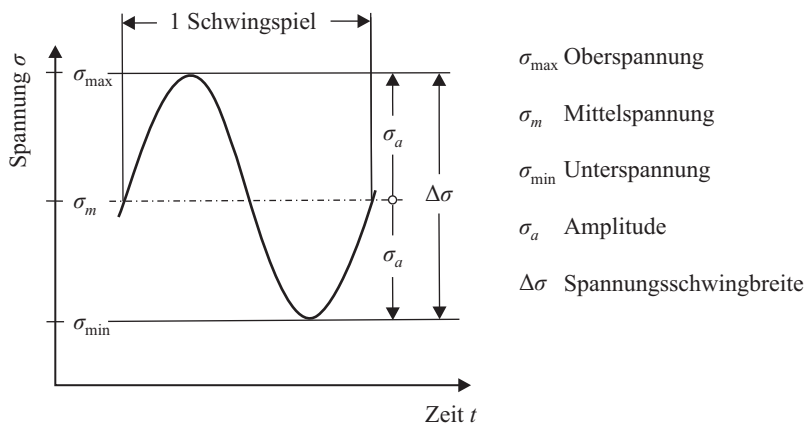


Bild 3.1: Schwingspiel, DIN 50100 [49]

Schwingbereich: Der Schwingbereich hängt von den Vorzeichen der Ober- und Unterlast ab. Bei gleichartigen Spannungen (Druck-Druck bzw. Zug-Zug) liegt eine schwellende, bei ungleichartigen Spannungen (Druck-Zug bzw. Zug-Druck) eine wechselnde Belastung vor (Bild 3.2).

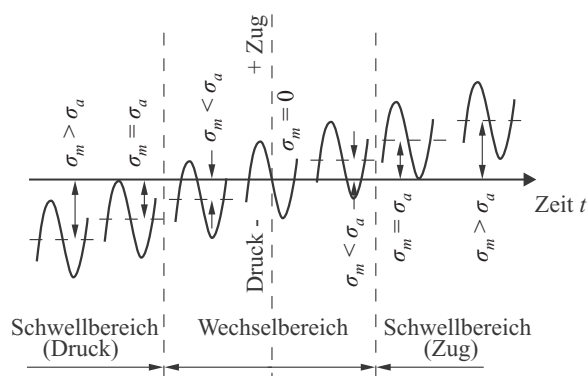


Bild 3.2: Schwingbereiche, DIN 50100 [49]

Ermüdung: Ermüdung ist ein Prozess progressiver permanenter innerer Strukturänderung in einem Material infolge wiederholter Belastung. Dieser Prozess kann zu einem Materialbruch führen, bei welchem die Spannungen weit unter der Materialfestigkeit bei statischer Belastung liegen. Bei einer Ver-

bundbeanspruchung können drei mögliche Arten der Ermüdung auftreten: Stahl-, Beton- oder Verbundermüdung.

Nieder-, hoch- und ultrahochzyklische Ermüdung: Geringere Bruchlastspielzahlen von $n < 1.000$ entsprechen einem sogenannten low-cycle-Versagen und fallen nicht unter Ermüdung. Meist handelt es sich hierbei um Wechselbeanspruchungen aus Erdbeben oder Windeinwirkung (Bild 3.3).

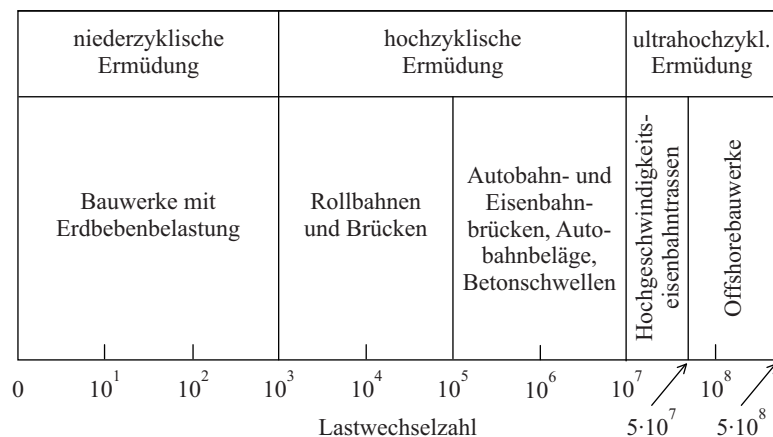


Bild 3.3: Spektrum der Ermüdungslasten, HSU [93]

Wöhlerlinie: Die nach AUGUST WÖHLER (1819 – 1914) benannte Darstellung zeigt die Abhängigkeit der ertragbaren Lastwechselzahl von einer bestimmten Schwingspielbelastung. Dabei können nur einstufige Schwingspiele miteinander in Zusammenhang gebracht werden, bei denen entweder die Mittelspannung oder die Unterspannung gleich ist. Im ersten Fall wird die Schwingbreite, im zweiten die Oberspannung auf der Ordinate aufgetragen. Die Lastwechselzahlen auf der Abszisse werden meist im logarithmischen Maßstab angegeben. Die Wöhlerlinie ist an ein völliges Versagen der Probe gekoppelt. Wird ein anderes Kriterium gewählt, wird eine Schadenslinie erzeugt, die unterhalb der Wöhlerlinie liegt (Bild 3.4a).

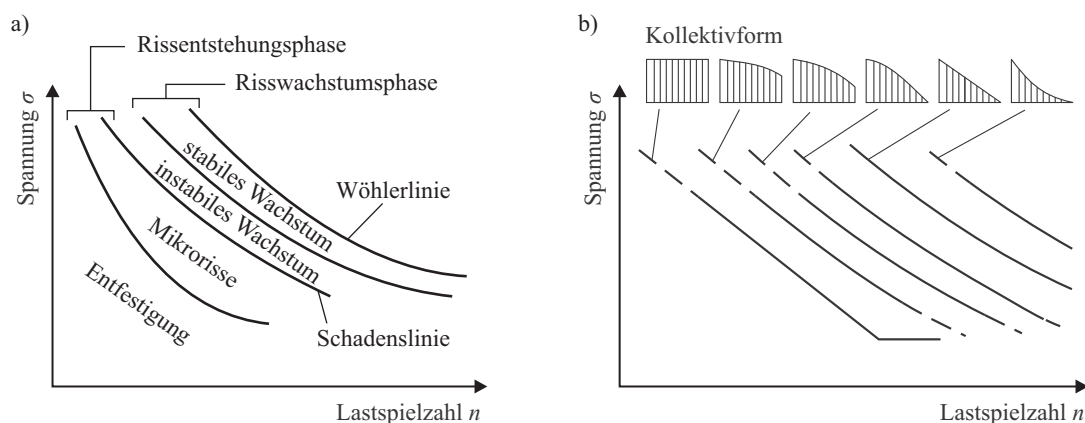


Bild 3.4: Schema: a) Ermüdungsvorgang; b) Lebensdauerlinien, KÖNIG & DANIELEWICZ [106]

Gaßnersche Lebensdauerlinie: Die nach ERNST GAßNER (1909 – 1988) benannte Linie entspricht einer Wöhlerlinie für mehrstufige Schwingungen, d. h. für unterschiedliche Lastkollektive (Bild 3.5). Die Wöhlerlinie für einstufige Schwingungen stellt somit einen Sonderfall der Lebensdauerlinie dar und kann als Grenzwert aufgefasst werden (Bild 3.4b).

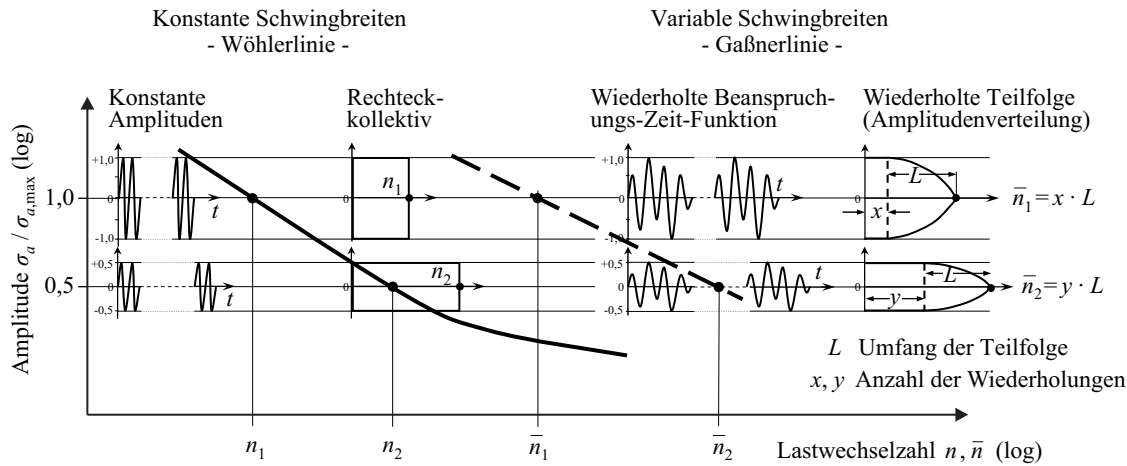


Bild 3.5: Versuchsergebnisse unter konstanten und variablen Amplituden

Spannungskollektiv: Unter einem Spannungskollektiv wird die Gesamtheit der Schwingungen verstanden, die ein Bauteil erfährt. Dazu werden die auftretenden Amplituden über diverse Zählverfahren erfasst und der Größe nach sortiert. Das Kollektiv wird beschrieben durch: a) die Höchstbeanspruchung, b) die Anzahl der Schwingspiele während der vorgesehenen Betriebsdauer (Kollektivumfang), c) die zeitliche Verteilungsfunktion der Beanspruchung (Kollektivform).

Schwingfestigkeit: Die Schwingfestigkeit ist der Oberbegriff für alle im Zusammenhang mit nicht vorwiegend ruhenden Belastungen auftretenden Festigkeiten. Das sind die Kurzzeitfestigkeit für kleine Lastwechselzahlen (Anfangsbereich der Wöhlerlinie), die Zeitfestigkeit (abfallender Bereich der Wöhlerlinie), die Dauerfestigkeit (auslaufender Bereich der Wöhlerlinie) und die Betriebsfestigkeit bei mehrstufigen Schwingungsbelastungen (Bild 3.6).

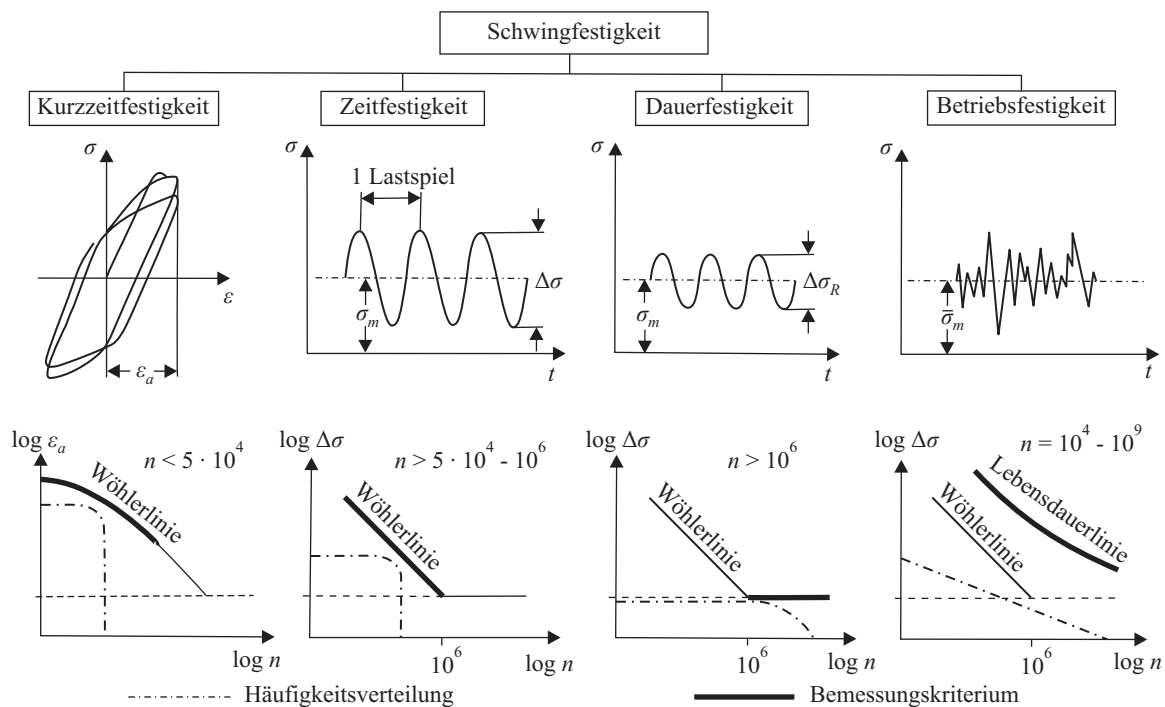


Bild 3.6: Gliederung der Schwingfestigkeit, angelehnt an BUXBAUM [22]

Dauerschwingfestigkeit: Die Dauerschwingfestigkeit oder Dauerfestigkeit entspricht derjenigen Beanspruchung, mit welcher ein Bauteil dauerhaft ohne Strukturänderung belastet werden kann. Im Stahl-

betonbau sind derartige Festigkeiten weniger stark ausgeprägt. Die Grenze wird daher bei 1 Mio. Lastwechsel gezogen und eine definierte Quasi-Dauerschwingfestigkeit angegeben.

Schadensakkumulation: Eine Belastung einer bestimmten Höhe führt zu einer Teilschädigung des Systems. Treten diese Belastungen vermehrt auf, so können sich die Schädigungen aufsummieren und zum Bruch der Konstruktion führen. Diese Beobachtungen wurden unabhängig voneinander von ARVID PALMGREN und MILTON A. MINER gemacht.

Smithdiagramm: Mit dem nach J. H. SMITH⁷ bezeichneten Smithdiagramm (Dauerfestigkeitsdiagramm nach SMITH) ist es möglich, für eine gewählte Grenzlastwechselzahl das Dauerschwingverhalten eines Werkstoffes bei verschiedenen Schwingspielen darzustellen. Gegenüber der Wöhlerlinie hat dies den Vorteil, dass auch die Mittel- bzw. Oberspannung im Diagramm berücksichtigt wird (Bild 3.7).

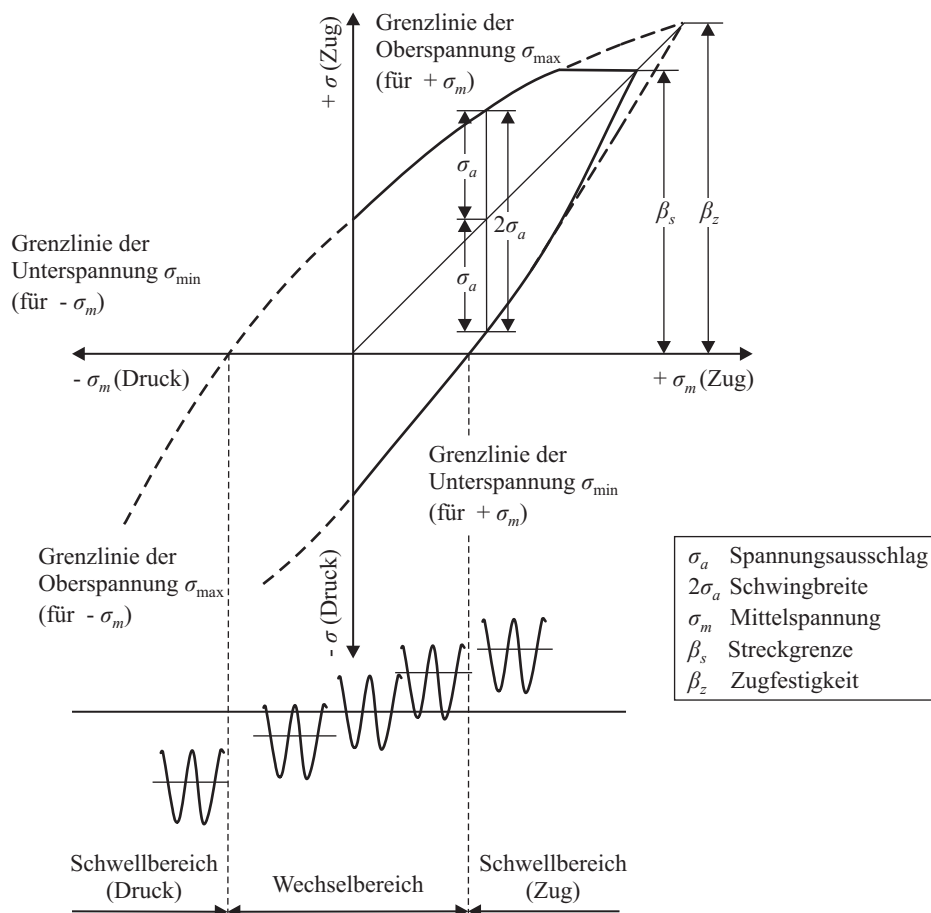


Bild 3.7: Dauerfestigkeitsschaubild nach SMITH, DIN 50100 [49]

Goodmandiagramm: Das nach JOHN GOODMAN⁸ benannte Diagramm (Dauerfestigkeitsdiagramm nach GOODMAN) weist große Ähnlichkeiten zur Darstellung nach SMITH auf. Da auf der Ordinate ausschließlich die Oberspannungen und auf der Abszisse die Unterspannungen der Grenzlastwechselzahl aufgetragen werden, wird nur eine Grenzlinie oberhalb der Mittellinie erhalten. Damit gestaltet

⁷ Smith, J. H.: Some experiments on fatigue of metals. Journal of the Iron and Steel Institute 82 (1910) S. 246-318; entnommen SENDECKYJ [194]

⁸ Goodman, J.: Mechanics applied to engineering. 1st ed. London: Longmans, Green and Co., 1899; entnommen SENDECKYJ [194]

sich die Darstellung der Dauerfestigkeit wesentlich übersichtlicher. Bild 3.8 zeigt den Zusammenhang zwischen Wöhlerlinien und dem Goodmandiagramm.

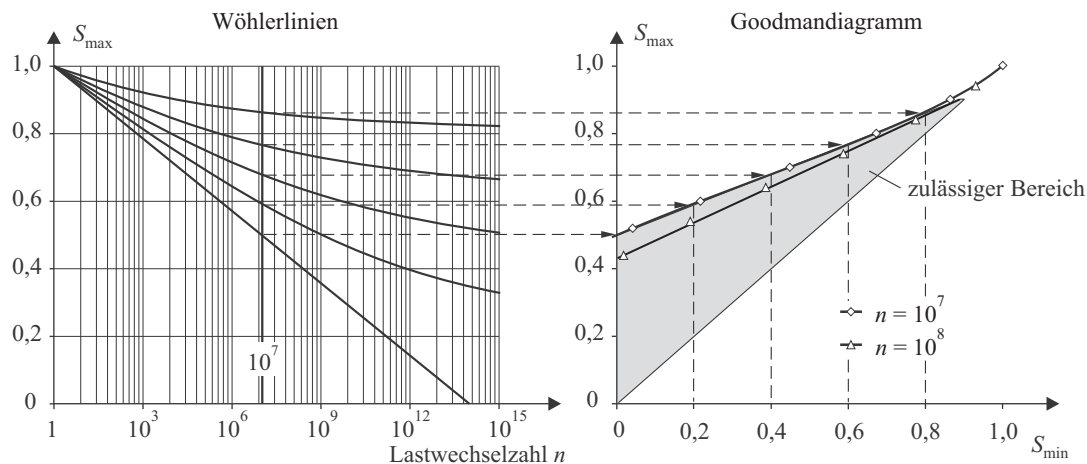


Bild 3.8: Konstruktion des Goodmandiagramms, ZILCH & ZEHETMAIER [244]

Um ein Stahlbetonbauteil gegenüber ermüdenden Beanspruchungen zu bemessen, müssen *Ermüdungsnachweise* erbracht werden. Die Ermüdungsnachweise im Stahlbetonbau werden derzeit getrennt für den Beton und den Bewehrungsstahl geführt. Im Spannbetonbau kommen noch die Nachweise für den Spannstahl hinzu. Die Ermüdungsnachweise können dabei in drei Stufen erbracht werden. Bild 3.9 zeigt am Beispiel der DIN 1045-1 [43] den prinzipiellen Aufbau der normativ geforderten Ermüdungsnachweise.

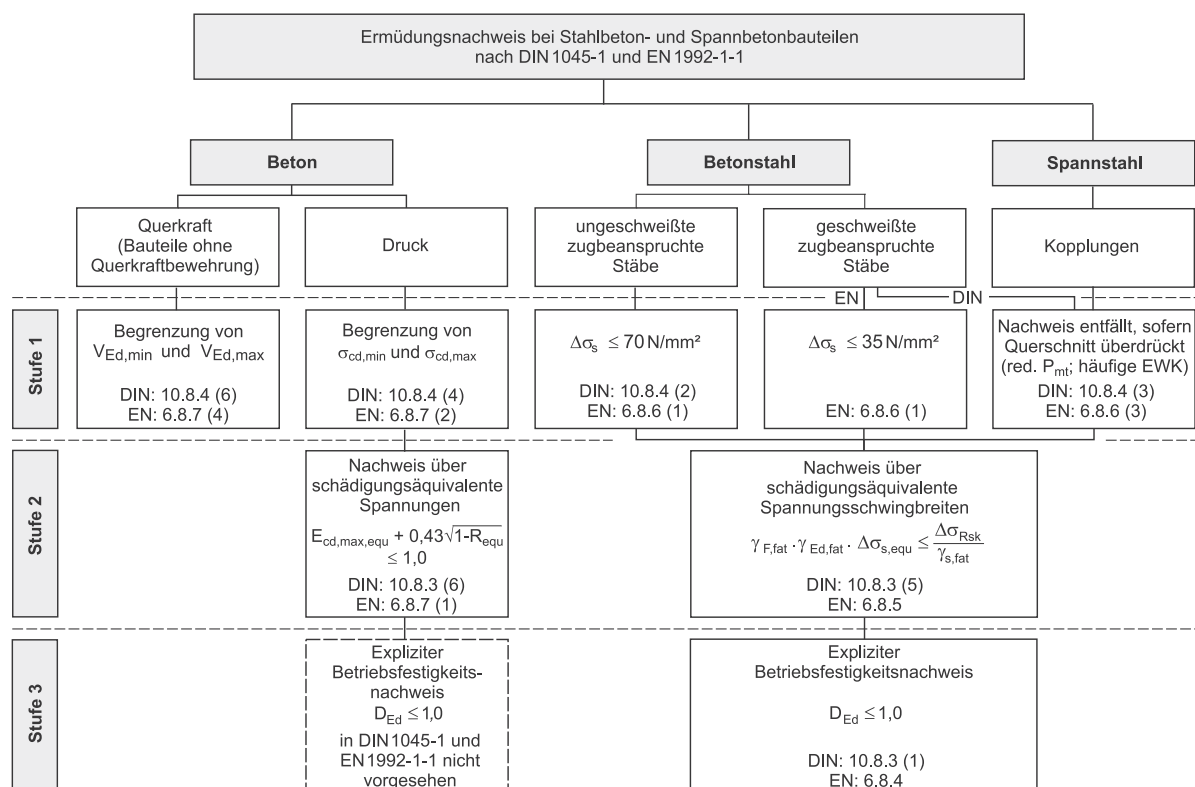


Bild 3.9: Ablaufschema eines Ermüdungsnachweises, ZILCH & ZEHETMAIER [244]

Ein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes zwischen Bewehrungsstahl und Beton wird bisher noch nicht gefordert. Laut Aussage z. B. des ACI 408 [4] wiesen die bisher vorgenommenen Versuche entweder ein Ermüdungsversagen des Betons oder des Bewehrungsstahls auf. Die Verbundtragfähigkeitsgrenze wurde somit nicht erreicht, weswegen sie auch nicht weiter definiert zu werden brauchte.

Im Falle einer den Verbund verschlechternden Querkzugbeanspruchung sind diese Annahmen zu überprüfen und gegebenenfalls eine Verbundtragfähigkeitsgrenze unter Ermüdungsbeanspruchung sinnvoll zu beschreiben.

Im Zusammenhang mit Erschütterungen im Bauwesen wird von DIN 4150-3 [46] gefordert, dass der Nachweis der Standsicherheit ebenfalls die Sicherheit gegen Ermüdungsversagen einschließt. Für die eingesetzten Baustoffe, Bauteile und Verbindungen lässt die Norm die Verwendung von zulässigen Spannungsgrenzen, Schwingbreiten und Deformationsgrenzen in Abhängigkeit von der Anzahl der zu erwartenden Lastwechsel zu, wenn diese aus entsprechenden Dauerfestigkeitsdiagrammen entnommen werden können.

Allerdings darf auf einen genauen Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen verzichtet werden, wenn für die Nachweise der Standsicherheit die dynamischen Lastanteile mit einem Ermüdungsbeiwert von 3,0 beaufschlagt werden. Weiterhin ist der Nachweis gegen Ermüdungsversagen nicht erforderlich, wenn die zyklische Einwirkung weniger als 10% der statisch zulässigen Beanspruchung beträgt.

Einen guten Überblick über weitere Fragen der Ermüdung im Bauwesen geben die Sachstandsberichte der ACI [3], [4], RILEM [179] und CEB [30], [31]. Sehr umfangreich sind beispielsweise auch die Berichte von KÖNIG & DANIELEWICZ [106] sowie MÜLLER ET AL. [139].

3.2 Betonstahlermüdung

Die den Betonstahl betreffenden Ermüdungsnachweise beruhen auf normativ festgelegten Wöhlerlinien, welche im doppeltlogarithmischen Maßstab zwei Geraden unterschiedlicher Neigung beschreiben (Bild 3.10).

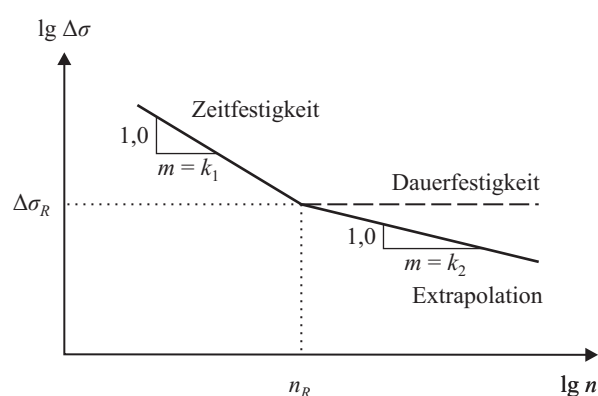


Bild 3.10: Form der Wöhlerlinie für Betonstahl

Bei diesen Wöhlerlinien der Ermüdung einbetonierter Bewehrungsstäbe handelt es sich um sogenannte normierte Wöhlerlinien, welche auf eine definierte Dauerfestigkeitsgrenze bezogen werden.

$$n = n_R \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_R} \right)^{-k} \quad (3.1)$$

Wird die Gleichung (3.1) auf Spannungsschwingbreiten umformuliert, ergibt sich der Wöhlerlinienverlauf in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl nach Gleichung (3.2), vgl. BAGAYOKO [8].

$$n(\Delta\sigma) = n_R \cdot \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_R} \right)^{-k} \rightarrow \Delta\sigma(n) = \Delta\sigma_R \cdot \left(\frac{n}{n_R} \right)^{-1/k} \quad (3.2)$$

Der Wert $\Delta\sigma_R$ entspricht dabei dem definierten Dauerfestigkeitswert (Quasi-Dauerfestigkeit) bei einer Grenzlastwechselzahl n_R . Da sich jedoch für Betonstahl kein scharfer Dauerfestigkeitsbereich (horizontaler Verlauf der Wöhlerlinie) abzeichnet, wurde der Wöhlerlinienverlauf von HAIBACH [82] derart modifiziert, dass von zwei Bereichen mit unterschiedlichen Neigungen auszugehen ist. Der „Knickpunkt“ wird durch die Werte $\Delta\sigma_R$ und n_R vorgegeben. Die Neigungen können durch die Neigungsexponenten k_1 und k_2 beschrieben werden, wobei

$$k_2 = 2 k_1 - 1 \quad (3.3)$$

festgelegt wurde. Für gerade und gebogene Stäbe im einbetonierten Zustand mit Biegerolldurchmessern von $d_{br} \geq 25 d_s$ gibt die Tabelle 3.1 die aktuell eingeführten Bemessungswerte sowohl für $\Delta\sigma_R$ und n_R als auch für k_1 und k_2 an. Diese wurden insbesondere im Falle der DIN 1045-1 aus Versuchen an freien, nicht einbetonierten Betonstählen hergeleitet, vgl. FINGERLOOS & ZILCH [69], ZILCH & METHNER [242]. Grundlage für derartige Dauerschwingversuche ist DIN EN ISO 15630-1 [56].

Tabelle 3.1: Parameter der Wöhlerlinien für einbetonierten Betonstabstahl

gerade & gebogene Stäbe	d_s [mm]	k_1	k_2	n_R	$\Delta\sigma_R$ [MPa]
CEB-FIP MODEL CODE 90	≤ 16	5	9	10^6	210
	16...40 ¹⁾	5	9	10^6	210...160 ¹⁾
DIN 1045-1 (08/2008)	≤ 28	5	9	10^6	175 (195) ²⁾
	> 28	5	9	10^6	145 (156) ²⁾
EN 1992-1-1 (12/2004)		5	9	10^6	162,5

¹⁾ Interpolation ²⁾ Vorversion DIN 1045-1 (07/2001)

Die Frage der Ermüdungsfestigkeit von einbetonierten Betonstählen bzw. der aus ihr abgeleiteten Quasi-Dauerschwingfestigkeit ist eine nach wie vor nicht abgeschlossene Thematik, vgl. REHM [161], [162]. Das unterstreichen nicht zuletzt auch die im Jahre 2008 in Deutschland vorgenommenen Änderungen in der Stahlbetonnorm DIN 1045-1 und der Betonstahlnorm DIN 488-1 [47]. Neben einer Reduzierung der Bemessungsdauerschwingfestigkeiten und einer Vereinheitlichung der Grenzlastwechselzahlen wurde auf zusätzliche Korrekturen verzichtet, die den schwer zu ermittelnden Unterschied im Dauerschwingverhalten von einbetonierten und freien Stählen zu berücksichtigen versuchen, vgl. FINGERLOOS & ZILCH [69], ZILCH & METHNER [242]. Damit enthalten DIN 488-1 bzw. DIN 1045-1, Tab. 11 (freier Betonstahl) sowie DIN 1045-1, Tab. 16 (einbetonierter Betonstahl) nunmehr die gleichen Angaben (vgl. Tabelle 3.2.).

Dessen ungeachtet weisen einbetonierte Stäbe laut REHM [161], [162] etwa 85% der Dauerschwingfestigkeit gerader freier Stäbe auf. Der normative Wert für Stäbe im einbetonierten Zustand müsste gegenüber den freien Stäben entsprechend abgemindert werden. Eine seinerzeit diskutierte, generelle Abminderung der zulässigen Schwingbreiten sowohl einbetonierter als auch freier Stäbe ist für REHM mit dem Verweis auf zahlreiche Forschungsvorhaben mit anders lautenden Ergebnissen unverständlich.

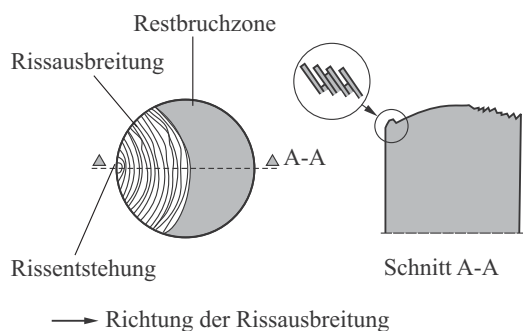
Tabelle 3.2: Dauerfestigkeiten für nicht einbetonierten Betonstahl

gerade & gebogene Stäbe	d_s [mm]	n_R	$\Delta\sigma_R$ [MPa]	p [%]
CEB-FIP MODEL CODE 90	- ¹⁾	- ¹⁾	- ¹⁾	- ¹⁾
DIN 1045-1 (08/2008)	≤ 28	$10^6 (2 \cdot 10^6)^2$	175 (215) ²⁾	5 (10) ²⁾
	> 28	$10^6 (2 \cdot 10^6)^2$	145 (215) ²⁾	5 (10) ²⁾
DIN 488-1 (09/2009)	≤ 28	$10^6 (2 \cdot 10^6)^3$	175 (215) ³⁾	5 (10) ³⁾
	> 28	$10^6 (2 \cdot 10^6)^3$	145 (215) ³⁾	5 (10) ³⁾
E DIN 488-1 (11/2006)	≤ 28	$2 \cdot 10^6$	165	10
	> 28	$2 \cdot 10^6$	135	10
EN 1992-1-1 (12/2004)		$2 \cdot 10^6$	150	10

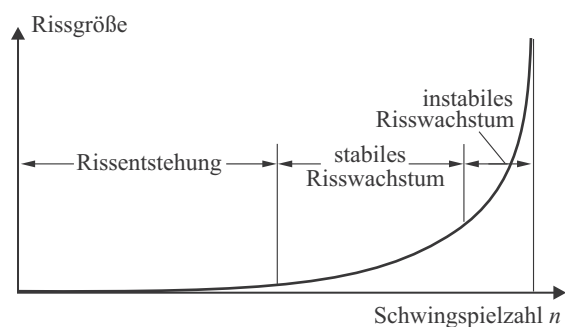
¹⁾ keine Angabe ²⁾ Vorversion DIN 1045-1 (07/2001) ³⁾ Vorversion DIN 488-1 (09/1984)

Das Versagen infolge Ermüdung von Betonstahl unter zyklischer Beanspruchung läuft in einzelnen Phasen ab: Nach Veränderungen im Werkstoffgefüge, welche sich bereits bei den ersten Schwingspielen einstellen, entstehen Mikrorisse, die sich zu Anrissen vereinigen (Rissinitiierung). Diese Anrisse weiten sich durch die Auswirkungen von Kerbspannungen an der Rissspitze aus (stabiler Rissfortschritt), bis nach einer Phase des progressiven Risswachstums (instabiler Rissfortschritt) der restliche Querschnitt spröde versagt (Bild 3.11). Bei einem Ermüdungsversagen treten demnach keine plastischen Verformungen des Werkstoffes auf. Das heißt, dass sich ein Versagen nicht durch sichtbare Verformungen oder breite Risse andeutet. Die Mikrorisse bzw. Anrisse entstehen häufig an Stellen lokaler Spannungskonzentrationen. Das sind z. B. oberflächige Narben als Folge von Korrosion bzw. mechanischer Verletzung oder geometrische Diskontinuitäten wie dem Übergang von einer Rippe zum Stabkern, vgl. ZILCH & ZEHETMAIER [244].

a) Bruchfläche nach einem Ermüdungsbruch



b) Risswachstumsphasen

**Bild 3.11: Ermüdungsbruch eines Bewehrungsstabes, RILEM [179]**

Eine überaus wichtige Rolle für das Ermüdungsversagen der Betonstähle spielt die aufgebrachte Spannungsschwingbreite. Allerdings können auch andere Parameter die Ermüdungsfestigkeit stark beeinflussen. Zu den wichtigsten zählen (vgl. KÖNIG & DANIELEWICZ [106], TILLY [217]): die Oberflächenbeschaffenheit bzw. Rippengeometrie, die Stahlorte, die Stabkrümmung, die Korrosion, das Spannungsniveau im Test, der Stabdurchmesser sowie das Vorhandensein von Schweißstellen.

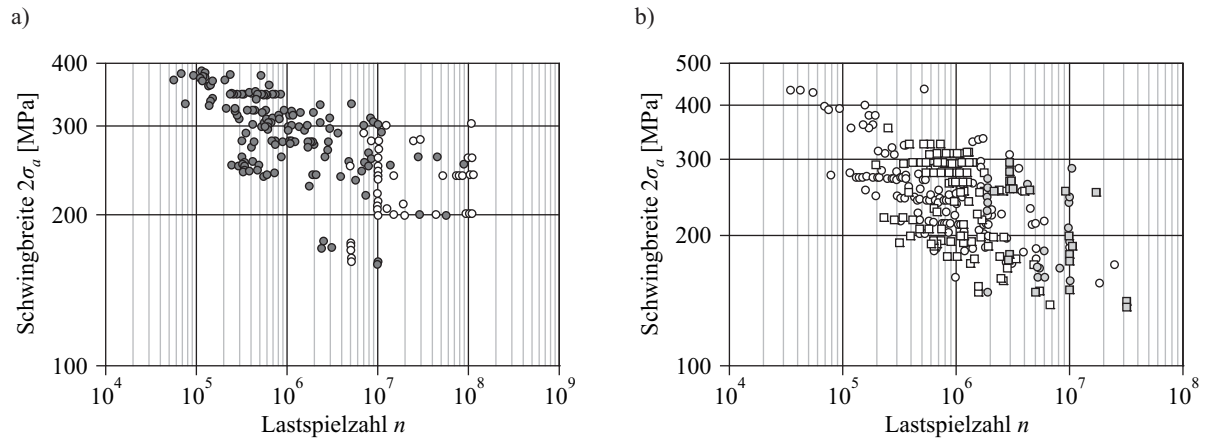


Bild 3.12: Wöhlerschaubild für Betonstahl a) $d_s = 16$ mm; b) $d_s > 16$ mm, Rußwurm [187]

Typisch für alle Ermüdungsversuche sind selbst bei sorgfältigster Versuchsdurchführung große Streuungen (Bild 3.12). Um dennoch eine plausible Aussage über das Ermüdungsverhalten eines Bauteils treffen zu können, muss eine hinreichend große Anzahl möglichst identischer Versuche durchgeführt werden. Mittels statistischer Methoden sind aus den Einzelergebnissen Quantilwerte (5%, 50%, 95%) ableitbar. Die in Tabelle 3.2 angegebenen, normativ festgelegten Grenzwerte entsprechen somit einem unteren Quantilwert p . Das prinzipielle Vorgehen zeigt Bild 3.13.

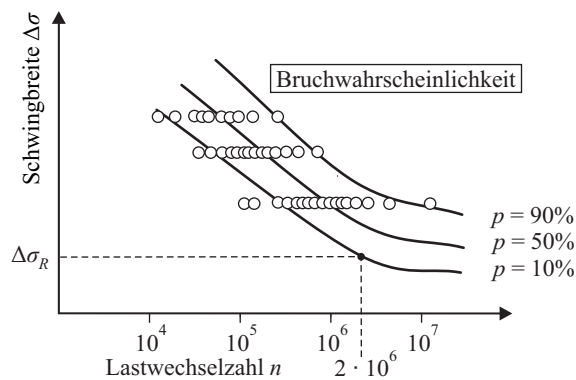


Bild 3.13: Verschiedene Quantilwerte der Wöhlerlinien für Bewehrungsstahl, Rußwurm [187]

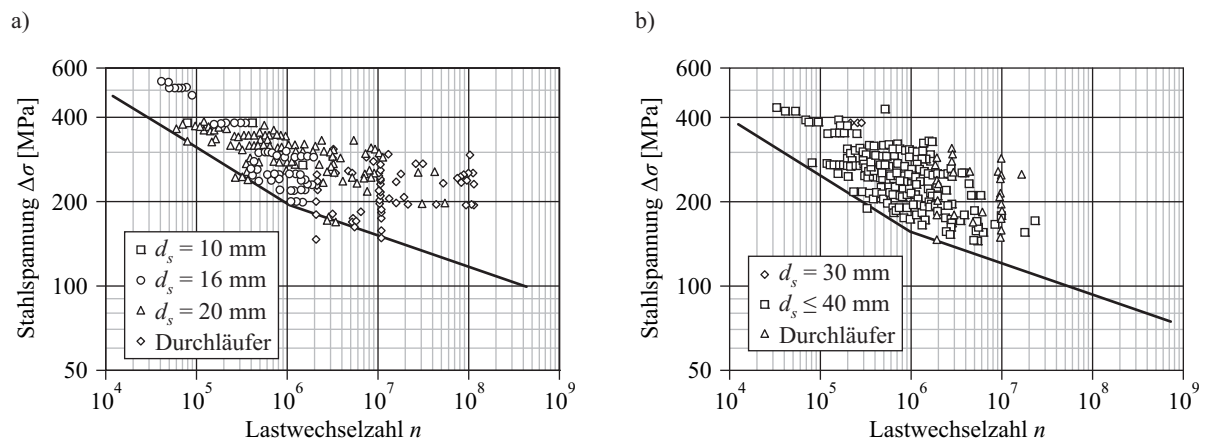


Bild 3.14: Vergleich der Wöhlerlinien nach DIN 1045-1 mit Versuchsergebnissen, Zilch et al. [245]

Um eine realitätsnahe Einschätzung der Ermüdungseigenschaften vom derzeit auf dem deutschen Markt befindlichem Betonstahl zu erhalten, wurde im Rahmen der Überarbeitung der DIN 488-1 [47] ein Forschungsvorhaben durchgeführt, dessen Ziel es war, eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse zum Ermüdungsverhalten von Betonstahl aus der Qualitätsüberwachung (Fremd- und Eigenüberwachung) aufzustellen (VOLKWEIN [227]). Dies wurde erforderlich, da im Zuge der Überarbeitung der DIN 488-1 eine Umstellung der Qualitätsdefinitionen (Quantile, Aussagewahrscheinlichkeit, Lastzyklenzahl am Nachweispunkt) erfolgen und zugleich die zeitweise inkonsistenten Abweichungen zwischen DIN 488-1 und DIN 1045-1, Tab. 11 abgebaut werden sollten, vgl. FINGERLOOS & ZILCH [69], ZILCH & METHNER [242].

Die Ableitung der Wöhlerlinien aus einer großen Anzahl von verschiedenen Versuchsergebnissen in Bild 3.15 führt im Vergleich zur DIN 1045-1 (07/2001) einerseits zu einem steileren Verlauf der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich, andererseits auch zu einer Verschiebung des „Knickpunktes“. Der Übergang in den Quasi-Dauerfestigkeitsbereich befindet sich zwar im Bereich der normativen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_R$, jedoch bei einer Lastwechselzahl von deutlich unter 1 Mio. Lastwechseln.

In der überarbeiteten Version der DIN 1045-1 (08/2008) wurden die Spannungsexponenten k_1 und k_2 beibehalten, obwohl die Auswertung der Versuchsdatenbank im Zeitfestigkeitsbereich einen geringfügig steileren Verlauf zeigte. Dies wurde pragmatisch vor dem Hintergrund entschieden, dass die Betriebslastfaktoren im DIN-FACHBERICHT 102 [57] für die Betriebsfestigkeitsnachweise auf Grundlage der bisherigen Steigungen erstellt wurden, also eine Änderung eine Neubestimmung dieser Betriebslastfaktoren erfordern würde. Zudem liegen die bisherigen Werte auf der „sicheren Seite“, vgl. FINGERLOOS & ZILCH [69], ZILCH & METHNER [242].

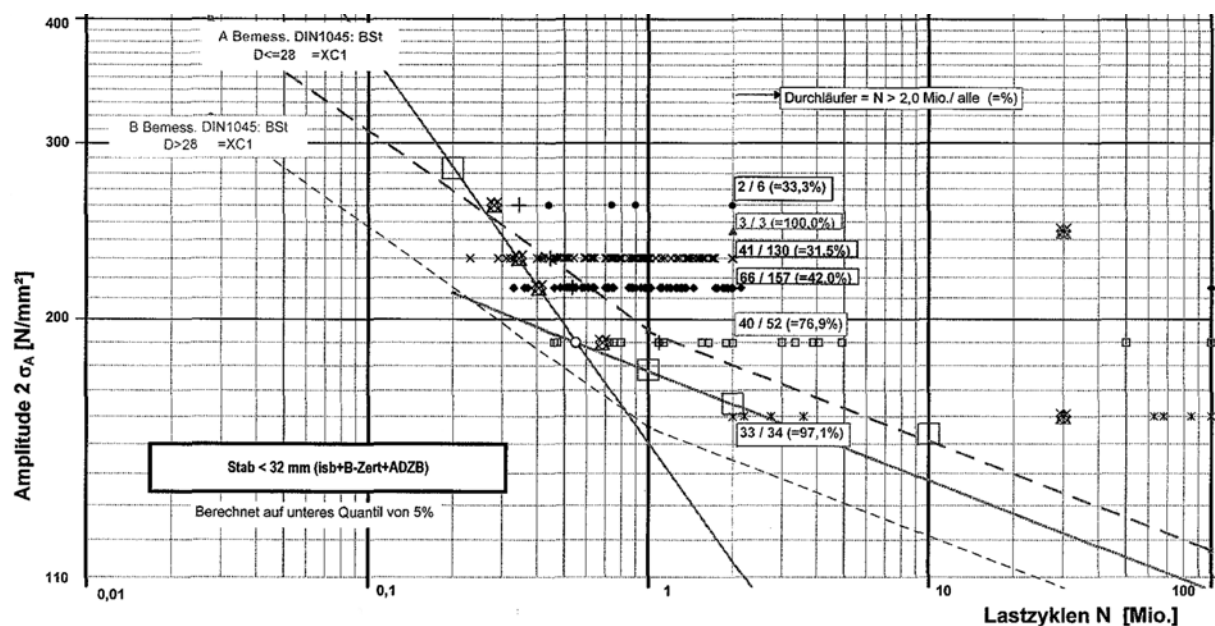


Bild 3.15: Ableitung von Wöhlerlinien aus Versuchsergebnissen, VOLKWEIN [227]

Gemäß DIN 488 (04/1972) wurde die dynamische Beanspruchbarkeit der Betonstähle geprüft, indem im Zugschwellversuch bei vorgegebener konstanter Oberspannung von 70% der Streckgrenze bzw. der 0,2%-Dehngrenze diejenige Schwingbreite gesucht wurde, die 2 Mio. mal ertragen wird, ohne dass ein Bruch eintritt. Da dieses Verfahren stark von der Schwingfestigkeitsprüfung im Stahl- oder Maschinenbau abweicht, ist nach Ansicht von HARRE [84] die Untersuchung bei konstanter Mittelspannung mit variierter Amplitude wesentlich sinnvoller. Er machte zudem deutlich, dass Stahlbetonkonstruktionen durch ständige Lasten wie Eigengewicht und Vorspannung beansprucht werden, mit denen sich die wechselnden Belastungen aus Verkehr überlagern. Das heißt, es liegen annähernd konstante Mittelspannungen mit sich überlagernden Spannungsausschlägen vor. Kritisch betrachtet, bedingt diese Feststellung eher konstante Unterspannungen mit variierenden Oberspannungen.

Bei zahlreichen Schwingfestigkeitsversuchen wurde zudem beobachtet, dass für positive Werte der Mittelspannung die Höhe der Oberspannung mit bis zu 80% der Streckgrenze nur einen sehr unbedeutenden Einfluss auf die Dauerfestigkeitsschwingbreite bei $n_R = 2$ Mio. ausübt. Das bedeutet, dass die Grenzlinien der Ober- und Unterspannung im Smithdiagramm annähernd parallel zueinander verlaufen (Bild 3.16). Diese beobachtete Eigenschaft des Betonstahles wird aber durchaus auch angezweifelt (z. B. SORETZ [205], HANSON ET AL. [83]). Trotzdem stellt sie die Grundlage für die normativen Regelungen bezüglich der Dauerfestigkeit dar.

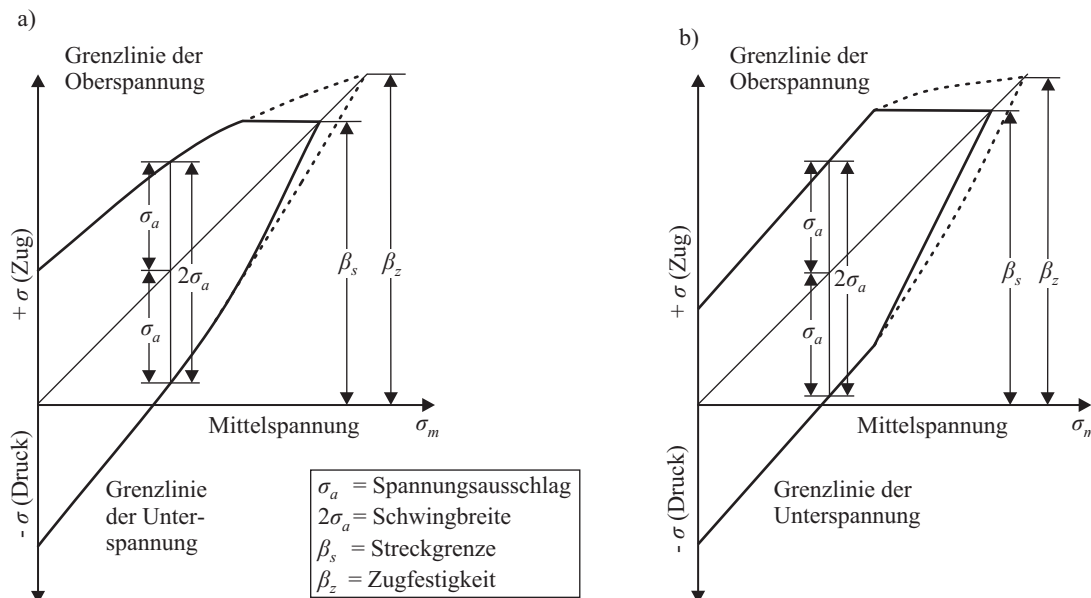


Bild 3.16: Charakteristisches Smithdiagramm für a) Stahl und b) Betonstahl, HARRE [84]

Anders verhält es sich mit dem Einfluss des Stahldurchmessers auf das Ermüdungsverhalten. Aufgrund einer teilweise deutlichen Abnahme der Dauerfestigkeit mit größer werdendem Durchmesser (z. B. TILLY [217], WASCHIEDT [232]) enthalten die Regelungen in den Stahlbetonbaunormen Abminderungen der Dauerfestigkeit für große Bewehrungsstahlgrößen, vgl. Tabelle 3.2. Die Ursache dafür wird in der Wahrscheinlichkeit von Fehlstellen auf der Stahloberfläche gesehen, die mit wachsendem Durchmesser ansteigt. Da nicht alle Untersuchungen zu dem gleichen Ergebnis führten (z. B. REHM ET AL. [172]), ist zu vermuten, dass eher die Kerbwirkung der aufgewalzten Rippen, welche bei unterschiedlichen Durchmessern nie identisch sein kann, den Einfluss des Stabdurchmessers überlagert.

HARRE & BEUL [85], [172] führten gezielte Untersuchungen mit einbetonierten Betonstahlstäben durch. Neben der Beobachtung von großen Schwingfestigkeitsstreuungen der Betonstäbe gelang es ihnen, vor dem Hintergrund der im konstruktiven Ingenieurbau geläufigen Kerbwirkungsklassifikationen den Kerbfall „einbetonierter, gerippter Betonstahl“ zu definieren. Ausgehend von Balkenversuchen mit geraden und gekrümmten Bewehrungsstäben, in denen bei einer Frequenz von $f = 5$ Hz die Spannungsschwingbreite variiert und die Mittelspannung mit 50% der Fließgrenze ($\sigma_m = 0,5 f_{yk}$) konstant gehalten wurde, ermittelten sie Spannungsexponenten von $k = 3,6$ bis $4,5$ (Bild 3.17).

Darüber hinaus konnten sie bestätigen, dass je nach den Gegebenheiten beträchtliche Steigerungen der Lebensdauer zu erwarten sind, wenn anstelle der Bemessung nach Einstufenwerten (konstante Beanspruchungsamplitude) Bemessungsansätze auf Grundlage der Betriebsfestigkeit (veränderliche Beanspruchungsamplituden) angewandt werden. Hinsichtlich der Schadensakkumulation führt die lineare Hypothese zu einer teilweise starken Überschätzung der Lebensdauer.

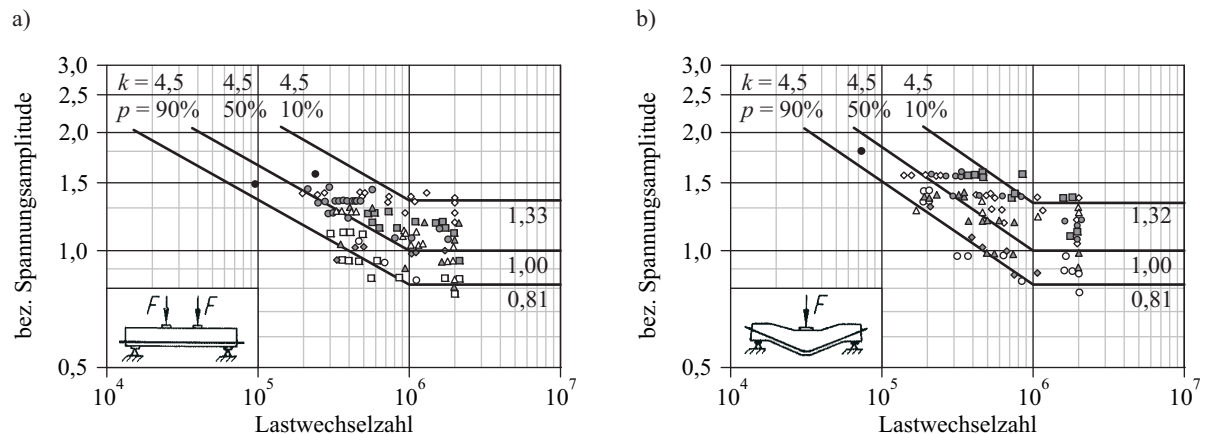


Bild 3.17: Normierte Wöhlerlinien für a) geraden und b) gebogenen Betonstahl, HARRE & BEUL [85], [172]

Interessant ist, dass bereits rund zwanzig Jahre früher ähnliche Untersuchungen von WASCHIEDT [232] durchgeführt wurden. Jedoch anders als HARRE & BEUL [85], [172] ging WASCHIEDT von einer konstanten Unterspannung von 6 kp/mm² aus und variierte die Oberspannung bei einer Frequenz von 640 Lastwechseln pro Minute. Er kam zu der Aussage, dass ab einer bezogenen Rippenfläche von $f_R \geq 0,05$ keine Abminderung der Dauerschwingfestigkeit einbetonierter gegenüber freien Stäben eintritt (Bild 3.18).

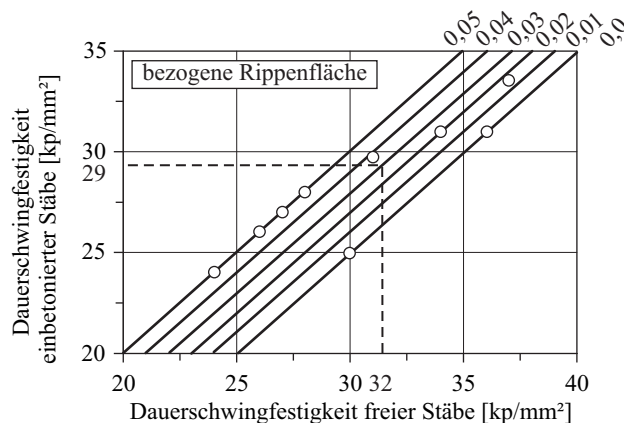
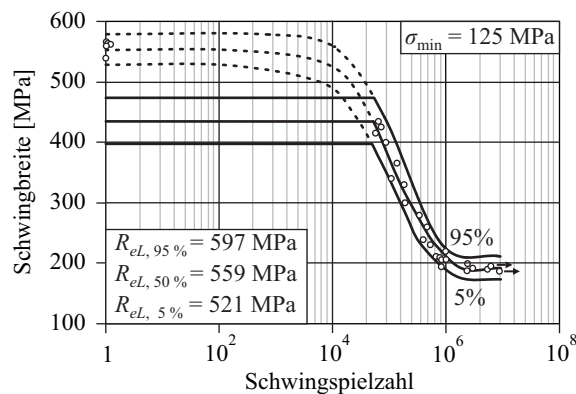


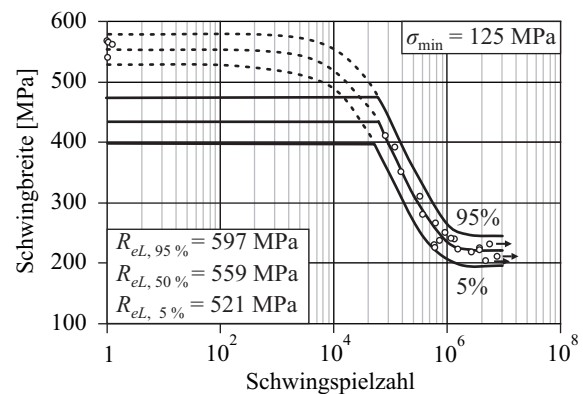
Bild 3.18: Dauerfestigkeitsverhältnis einbetonierter und freier Stäbe verschiedener f_R , WASCHIEDT [232]

MAURER ET AL. [131] untersuchten gezielt die Unterschiede in der Ermüdungsfestigkeit zwischen einbetonierten und freien Betonstählen (Bild 3.19). Mit einer nach DIN 488-1 vorgegebenen Oberspannung von $0,6 f_{yk}$ und der Dauerschwingbreite von 175 MPa gemäß DIN 1045-1 (08/2008) ermittelten sie ihre in den Versuchen konstant gehaltene Unterspannung von 125 MPa. Das Bild 3.19 zeigt, wie sich mit steigender Lastwechselzahl positive Effekte für den einbetonierten Zustand ergeben. Die charakteristischen Werte für die Dauerschwingfestigkeit (5%-Quantilwerte) des geprüften Betonstahles wurden zu 173 MPa im frei schwingenden bzw. zu 195 MPa im einbetonierten Zustand bestimmt. Als Ursache vermuteten MAURER ET AL. zum einen die dämpfende Fähigkeit und das zyklische Kriechen des Betons unter wiederholter Belastung. Zum anderen verwiesen sie auf die geringe Wahrscheinlichkeit des Vorhandenseins von kritischen Kerben im Bereich des vorgegebenen Spaltes. Der Versuchsaufbau für die einbetonierten Betonstähle entspricht jedoch ansatzweise eher einem doppelten Ausziehkörper (siehe Abschnitt 3.4.6), so dass es problematisch erscheint, einen direkten Vergleich zu ziehen. Dazu müsste die Bewehrung entsprechend dem freien Stab beidseitig eingespannt werden.

a) frei



b) im Beton

**Bild 3.19: Freie und einbetonierte Betonstähle $d_s = 20$ mm, MAURER ET AL. [131]**

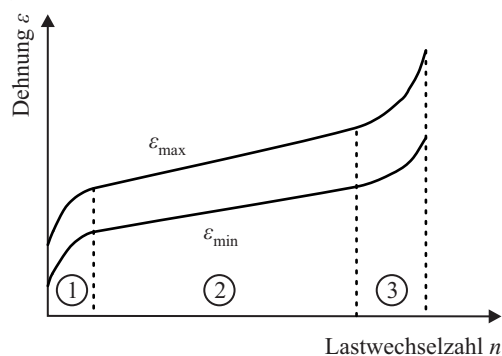
3.3 Ermüdungsfestigkeit von Beton

3.3.1 Druckschwellbelastung

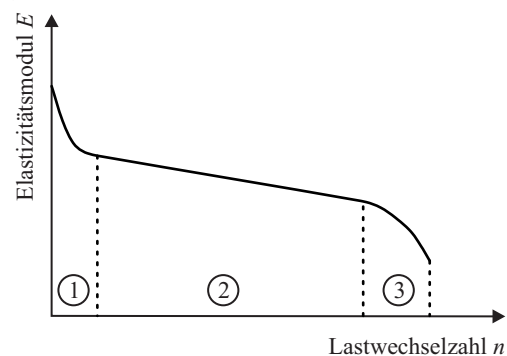
Die Vorgänge, die in metallischen Werkstoffen ablaufen, sind nicht ohne Weiteres auf einen mehrphasigen, zyklisch belasteten Baustoff wie Beton übertragbar. Der Schädigungsprozess scheint aber sowohl unter zyklischer als auch statischer Belastung ähnlich zu verlaufen. Bereits im unbelasteten Zustand weist der Beton erste Mikrorisse zwischen Zementmatrix und Zuschlagstoffen auf. Sie entstehen vornehmlich durch das Schwinden der Matrix, welches von den Zuschlägen behindert wird. Bei einer ausreichend hohen Belastung können Mikrorisse im Zementstein entstehen. Die Rissdichte zyklisch beanspruchter Proben ist größer als diejenige in Proben unter statischer Last. Bei weiterer Steigerung der Last bzw. der Lastzyklen vereinigen sich die Mikrorisse zu Makrorissen, welche letzten Endes zum Versagen des Betons führen können, sofern keine Bewehrung vorhanden ist, vgl. KÖNIG & DANIELEWICZ [106].

Die Ermüdung des Betons läuft in drei Phasen ab, die mehr oder weniger stark ausgeprägt sind (Bild 3.20). Diese Phasen können wie folgt charakterisiert werden: *Phase 1* kennzeichnet die anfängliche nichtlineare Zunahme der Dehnung. *Phase 2* beginnt bei etwa 10 bis 20% der Bruchlastspielzahl mit dem Übergang in einen kontinuierlichen Verformungszuwachs. In *Phase 3* nehmen die Gesamtverformungen bei rund 80% der Bruchlastspielzahl überproportional zu, bis das Versagen des Betons eintritt.

a)



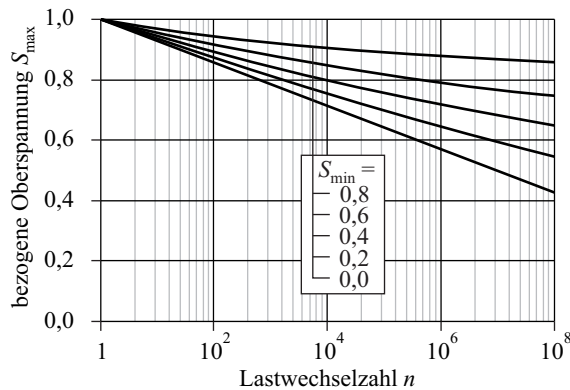
b)

**Bild 3.20: Phasen des Ermüdungsverlaufes: a) Betondehnung; b) Elastizitätsmodul, ZANUY ET AL. [240]**

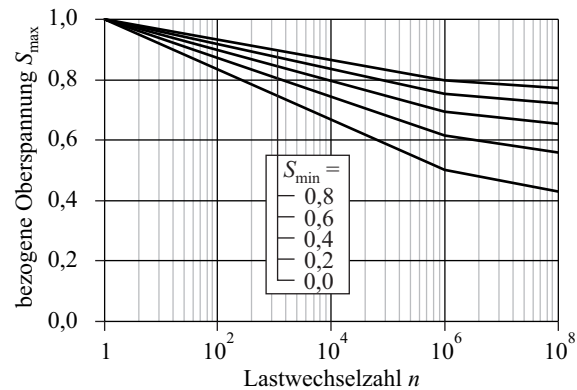
Beton besitzt keine Dauerschwingfestigkeit. Selbst nach 1 Mrd. Lastwechseln können noch Brüche auftreten. Im Bild 3.21 sind die derzeit normativ geregelten Wöhlerlinien für druckbeanspruchten Beton dargestellt, welche im Folgenden noch näher betrachtet werden sollen.

Ein großer Unterschied zum Bewehrungsstahl besteht in der wesentlich größeren Streuung der Bruchlastwechselzahlen. Laut KÖNIG & DANIELEWICZ [106] erreicht das Verhältnis der 5% zur 95%-Quantile der Bruchschwingspielzahl beim Betonstahl die Größenordnung von etwa 1:10. Die Lastwechselzahlen der gleichen Überlebenswahrscheinlichkeiten des Betons stehen jedoch im Verhältnis 1:1.000 bis 1:10.000.

a) DIN 1045-1, EN 1992-1-1



b) CEB-FIB Model Code 90


Bild 3.21: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton

Der Ermüdungsnachweis des Betons in DIN 1045-1 [43] und EN 1992-1-1 [55] basiert auf einer von DANIELEWICZ [39] vorgestellten Formulierung der Wöhlerlinie druckschwellbeanspruchten Betons⁹.

$$\lg n = 14 \cdot \frac{1 - S_{\max}}{\sqrt{1 - S_{\min}/S_{\max}}} \quad (3.4)$$

mit

$$S_{\max} = \sigma_{cd,\max} / f_{cd,\text{fat}} \quad (3.5)$$

$$S_{\min} = \sigma_{cd,\min} / f_{cd,\text{fat}} \quad (3.6)$$

Für verschiedene Verhältnisse von auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Unter- zu Oberspannungen ergeben sich damit die Wöhlerlinien gemäß Bild 3.21a. Der Nachweis der Betonermüdung ist in DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 für eine Grenzlasterwechselzahl von 1 Mio. (mit $\lg 10^6 = 6$) gemäß Gleichung (3.8) angegeben.

$$\frac{1 - S_{\max}}{\sqrt{1 - S_{\min}/S_{\max}}} \geq \frac{6}{14} = 0,43 \quad (3.7)$$

$$S_{\max} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - S_{\min}/S_{\max}} \leq 1,0 \quad (3.8)$$

⁹ Internes Dokument zu den Wöhlerlinien des druckbeanspruchten Betons, Diskussionsgrundlage der General Task Group No. 15 des CEB-FIP Model Code 1990, unveröffentlicht; entnommen DANIELEWICZ [39]

Die Wöhlerlinie für die Betondruckbeanspruchung gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90 [28] ist in verschiedene Abschnitte eingeteilt. Für den Bereich bis zu einer Lastwechselzahl von 1 Mio. gilt Gleichung (3.9).

$$\lg n = (12 + 16 \cdot S_{\min} + 8 \cdot S_{\min}^2) \cdot (1 - S_{\max}) \leq 6 \quad (3.9)$$

mit

$$S_{\max} = \sigma_{c,\max} / f_{ck,\text{fat}} \quad (3.10)$$

$$S_{\min} = \sigma_{c,\min} / f_{ck,\text{fat}} \quad (3.11)$$

Im Zusammenhang mit den seinerzeit für die Aufnahme in den CEB-FIP MODEL CODE 90 favorisierten Ansätzen nahmen PETKOVIĆ ET AL. [155] einen Vergleich von Wöhlerlinien vor, welcher in einer eigenen Formulierung mündete (vgl. auch STEMLAND ET AL.^{10, 11}) Dieser Ansatz berücksichtigt eine Abflachung der Wöhlerlinie ab 1 Mio. Lastwechsel und wurde schließlich übernommen (Bild 3.21b).

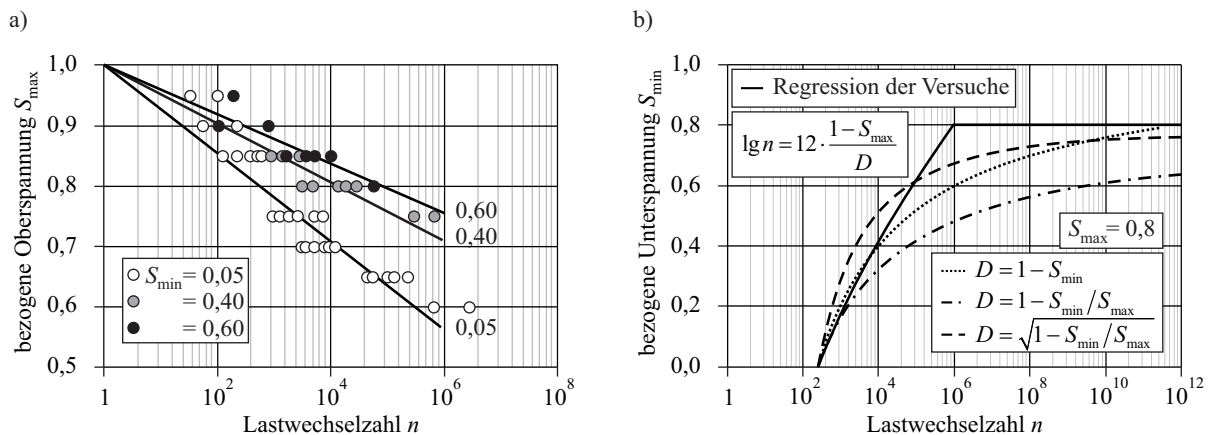


Bild 3.22: Untersuchungen von PETKOVIĆ ET AL. [155]

In Bild 3.22a sind die Versuchsdaten von PETKOVIĆ ET AL. [155] mit den entsprechend ermittelten Regressionsgeraden dargestellt. Den Vergleich der Wöhlerlinienansätze mit der Regression der Versuchsergebnisse für $S_{\max} = 0,8$ zeigt Bild 3.22b. Demnach liegt nur der Ansatz mit dem Wurzelausdruck auf der sicheren Seite.

Wird Gleichung (3.9) nach der bezogenen Oberspannung umgestellt, können relativ einfach die entsprechenden Dauerfestigkeitsschaubilder nach Smith und Goodman erstellt werden (Bild 3.23).

$$S_{\max} = -\frac{6}{12 + 16 \cdot S_{\min} + 8 \cdot S_{\min}^2} + 1 \quad (3.12)$$

¹⁰ Stemland, H.; Petković, G.; Rosseland, S.: Model Code 90 – Design rules for fatigue. SINTEF FCB, Trondheim, Norwegen, 1990; entnommen KÖNIG & DANIELEWICZ [106]

¹¹ Stemland, H.; Petković, G.; Rosseland, S.; Lenschow, R.: Fatigue of high strength concrete. Nordic Concrete Research. Publication No. 9, 1990, S. 172-196; entnommen THUN [216]

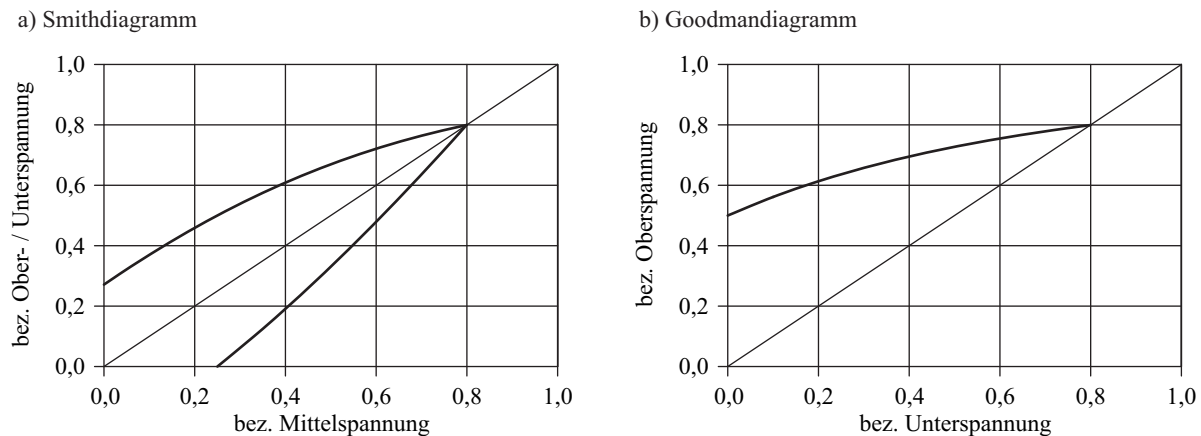


Bild 3.23: Betondauerfestigkeitsschaubilder für $n = 1$ Mio. nach Ansatz von PETKOVIĆ ET AL.

Ein weiterer Ansatz der Wöhlerlinie für druckschwellbeanspruchten Beton wird im Zusammenhang mit der Planung von Betonbauteilen im Offshore-Bereich in DNV-OS-C502 [149] angegeben (vgl. auch WAAGAARD [231], [230]).

$$\lg n = k \cdot \frac{1 - S_{\max}}{1 - S_{\min}} \quad (3.13)$$

mit

$$S_{\max} = \sigma_{c,\max} / f_{cd} \quad (3.14)$$

$$S_{\min} = \sigma_{c,\min} / f_{cd} \quad (3.15)$$

Der Ausdruck k ist ein konstanter Korrekturfaktor, der die Steigung der Linie wiedergibt. Er ist für Konstruktionen in der Luft gleich 12, für Konstruktionen im Wasser (Seewasser) gleich 10 und für wechsellastbeanspruchten Konstruktionen im Wasser gleich 8.

Die Literatur enthält noch eine ganze Reihe weiterer Ansätze von Wöhlerlinien druckbeanspruchten Betons, die meist keinen Eingang in die Normung fanden. Ein guter Überblick wird in der Arbeit von HOHBURG [88] gegeben. ZANUY [238] stellte einige dieser Ansätze zusammen und verglich sie ausführlich mit vorliegenden Versuchsergebnissen (Bild 3.24). Einer der wichtigsten Ansätze ist der von TEPFERS & KUTTI [213], welcher hier stellvertretend mit Gleichung (3.16) herausgegriffen werden soll.

$$S_{\max} = 1 - 0,0685 \cdot (1 - S_{\min} / S_{\max}) \cdot \lg n \rightarrow \lg n = 14,6 \cdot \frac{1 - S_{\max}}{1 - S_{\min} / S_{\max}} \quad (3.16)$$

mit

$$S_{\max} = \sigma_{c,\max} / f_{cm} \quad (3.17)$$

$$S_{\min} = \sigma_{c,\min} / f_{cm} \quad (3.18)$$

Ein sehr interessanter Vorschlag kam von HSU [93]. Er entwickelte einen bi-linearen Ansatz für die Ermüdung von Beton, der auch die Belastungsfrequenz f erfasst:

a) für kleine Lastwechselzahlen $n < 1.000$

$$S_{\max} = 1,2 - 0,2 \frac{S_{\min}}{S_{\max}} - 0,133 \left(1 - 0,779 \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \cdot \lg n - 0,053 \left(1 - 0,445 \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \cdot \lg \frac{1}{f} \quad (3.19)$$

b) für große Lastwechselzahlen $n > 1.000$

$$S_{\max} = 1 - 0,0662 \left(1 - 0,556 \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \cdot \lg n - 0,0294 \cdot \lg \frac{1}{f} \quad (3.20)$$

Die bezogenen Ober- und Unterspannungen, welche in den Gleichungen (3.19) und (3.20) verwendet werden, sind mit denen in den Gleichungen (3.17) und (3.18) identisch.

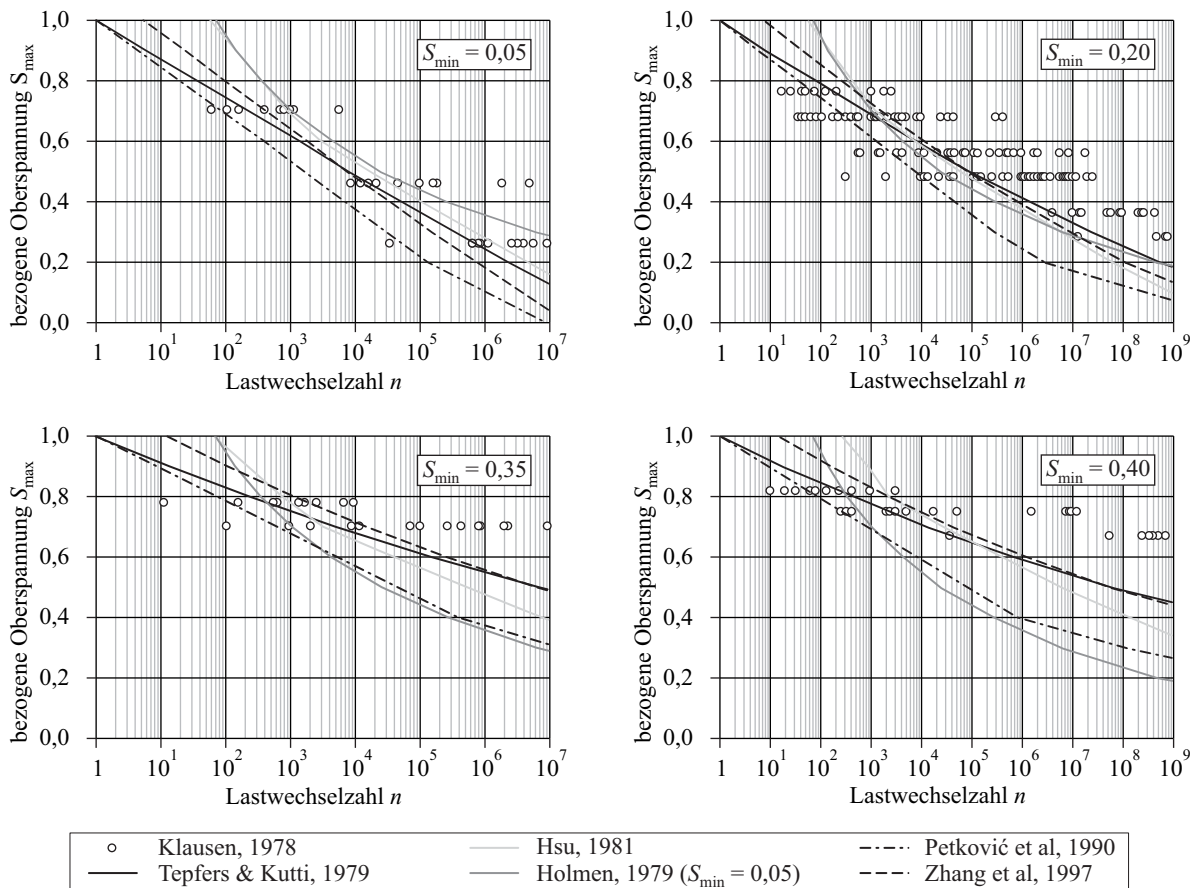


Bild 3.24: Vergleiche von verschiedenen Ansätzen mit Daten von KLAUSEN [98], aus ZANUY [238]

3.3.2 Zugschwellbelastung

Für unbewehrten Beton unter Zugschwellbeanspruchung beträgt die ertragbare Schwingungszahl gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90:

$$\lg n = 12 \cdot (1 - S_{t,\max}) \quad \text{mit} \quad S_{t,\max} = \sigma_{ct,\max} / f_{ctk,\min} \quad (3.21)$$

Die Wöhlerlinie entspricht laut KÖNIG & DANIELEWICZ [106] einem Vorschlag von HILSDORF¹², jedoch ohne Berücksichtigung der Unterspannung.

$$\lg n = \alpha_{FM} \cdot \frac{1 - S_{t,\max}}{\sqrt{1 - S_{t,\max}/S_{t,\min}}} \quad \text{mit} \quad \alpha_{FM} = 12 \quad \text{bei} \quad RH = 80\% \quad (3.22)$$

¹² Quelle unbekannt

TEPFERS [212] wies nach, dass der Wöhlerlinienansatz von TEPFERS & KUTTI [213] für druckbeanspruchten Beton auf Beton mit Zugschwellbelastung übertragbar ist.

$$S_{t,\max} = 1 - 0,0685 \cdot \left(1 - S_{t,\min} / S_{t,\max}\right) \cdot \lg n \quad (3.23)$$

mit

$$S_{t,\max} = \sigma_{ct,\max} / f_{ct,sp} \quad (3.24)$$

$$S_{t,\min} = \sigma_{ct,\min} / f_{ct,sp} \quad (3.25)$$

LOTZE [120] stellte zusammenfassend fest, dass sowohl die Ergebnisse für druckbeanspruchten und biegebeanspruchten Beton als auch Spaltzugbiegeversuche dem Wöhlerlinienansatz von HSU gerecht werden. Darüber hinaus konnte der Ansatz von HSU von ihm auch für die Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes verwendet werden. Bei einer zentrischen Zugschwellbeanspruchung wurde von LOTZE bei gleichgroßer bezogener Belastung gegenüber druckschwellbeanspruchtem Beton eine geringere Ermüdungsfestigkeit beobachtet. Demnach unterteilte er die Schwelllasten in zwei Beanspruchungsgruppen:

- Druck- und indirekte Zugschwellbeanspruchung (Biegezug, Spaltzug, Verbund)
- Zentrische Zugschwellbeanspruchung

Da es sich bei den Untersuchungen von TEPFERS [212] um Spaltzugversuche handelt, ist es laut LOTZE folgerichtig, dass sie Ähnlichkeiten mit den Druckschwellversuchen von TEPFERS & KUTTI [213] aufweisen. Für die Gruppe der zentrischen Zugschwellbelastungen wurde von ihm ein eigener Wöhlerlinienansatz angegeben:

a) Für trockenen Beton

$$S_{t,\max} = 1,02 - 0,0825 \left(1 - 0,6 \frac{S_{t,\min}}{S_{t,\max}}\right) \cdot \lg n + 0,046 \cdot \lg f \quad (3.26)$$

b) Für feuchten Beton

$$S_{t,\max} = 0,96 - 0,0825 \left(1 - 0,6 \frac{S_{t,\min}}{S_{t,\max}}\right) \cdot \lg n - 0,046 \cdot \lg f \quad (3.27)$$

mit

$$S_{t,\max} = \sigma_{ct,\max} / f_{ctm} \quad (3.28)$$

$$S_{t,\min} = \sigma_{ct,\min} / f_{ctm} \quad (3.29)$$

Im Zusammenhang mit Zugschwellversuchen befasste sich HORDIJK [90], [91] ebenfalls mit der Fragestellung, inwieweit es einen Zusammenhang in Bezug auf die Verformung zwischen zyklischen und statischen Versuchen gibt. Obwohl keine ausgeprägte Beziehung beobachtet werden konnten, scheinen die erreichbaren Verformungen im Ermüdungsversuch größer auszufallen (Bild 3.25).

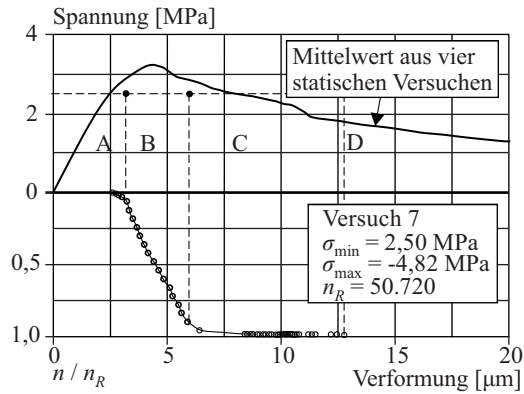


Bild 3.25: Untersuchungen von HORDIJK [90], [91]

THUN [216] schlug vor, das Versagenskriterium von BALÁZS [10] auf Beton unter Zugschwellbelastung zu übertragen (Bild 3.26). Mit Kenntnis des linearen Verformungszuwachses und der maximalen Spannung eines statischen Vergleichstestes kann diejenige Lastwechselzahl bestimmt werden, ab der mit einer kritischen Verformungszunahme zu rechnen ist.

$$n_{2-3} = \frac{\delta_{peak} - \delta_1}{\delta_\alpha} \quad \text{mit} \quad \delta_\alpha = \frac{\delta_1 - \delta_2}{\Delta n} \quad (3.30)$$

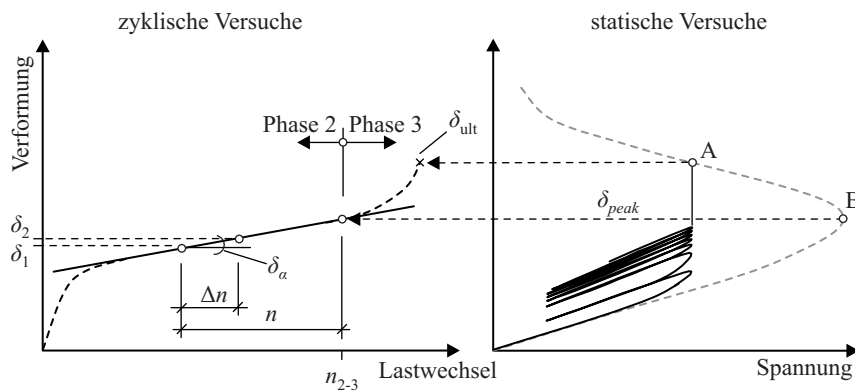


Bild 3.26: Vorschlag von THUN [216]

3.4 Ermüdung des Verbundes unter Schwelllast

3.4.1 Ältere Untersuchungen

Folgende Feststellung von LEONHARDT [114] soll als Ausgangspunkt dienen, die Ermüdung des Verbundes näher zu untersuchen: „Die Schwellfestigkeit des Verbundes ist die schwächste Stelle des Stahlbetons bei schwingender Belastung, sie liegt ähnlich niedrig wie die Schwellfestigkeit des Betons und beeinträchtigt vor allem die Gebrauchsfähigkeit, weil Rissbreiten dabei merkbar zunehmen und leicht das zulässige Maß überschreiten.“

Bereits zu Anfang des letzten Jahrhunderts wurde das Verbundverhalten zwischen Beton und Glattstahl unter Schwelllast untersucht. Aufgrund der zunächst noch unzureichenden Datenlage war es beispielsweise VAN ORNUM [223] und ABRAMS [2] noch nicht möglich, genaue Aussagen darüber zu treffen, bei welcher Belastungsgrenze ein Verbundbruch ausgeschlossen werden kann.

Um ein allgemeines Bild des Verbundverhaltens hinsichtlich der Verankerungsbedingungen bei Bauteilen mit „oftmals wiederholter“ Belastung zu gewinnen, führten GRAF & BRENNER [81] Ausziehversuche sowohl mit „stufenweise steigender“ als auch „oftmals wiederholter“ Belastung durch. Dabei sollte insbesondere das Verhalten von Rundstahleinlagen in Beton verschiedener Festigkeiten und Einbettungslängen mit und ohne Haken beobachtet werden. Ziel der Versuche war es, die maximale Oberlast zu ermitteln, bei der die garantierte Lastwechselzahl von 1 Mio. nicht mehr unterschritten wird. Der sich einstellende Schlupf wurde sowohl auf der belasteten als auch der unbelasteten Seite gemessen und über der Lastwechselzahl aufgetragen (Bild 3.27). Dabei ist der flachere Kurvenverlauf bei niedrig werdender Belastung deutlich erkennbar. Diese Erkenntnis wurde später von REHM & ELI-GHAUSEN (siehe Abschnitt 3.4.2) auf Rippenstahl ausgedehnt.

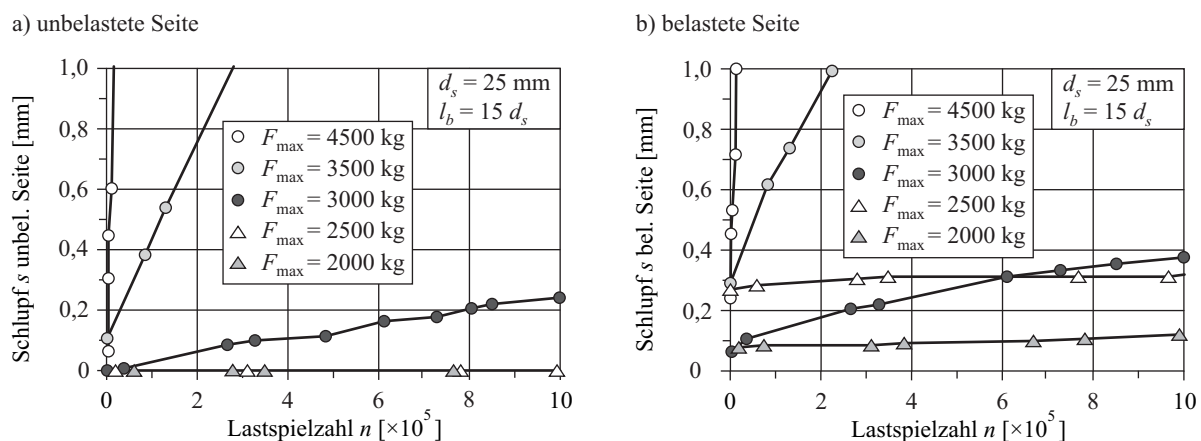


Bild 3.27: Schlupf-Lastwechsel-Beziehungen für Rundstahl, GRAF & BRENNER [81]

Nach Auswertung aller Versuchsreihen stellten GRAF & BRENNER verallgemeinernd fest, dass der Gleitwiderstand bei oftmals wiederholter Belastung nur das 0,4- bis 0,7-fache des Gleitwiderstandes bei stufenweise steigender Belastung beträgt. Daraus schlussfolgerten sie, dass die zu wählende Verbundlänge unter zyklischer Last größer als die bei statischer Belastung sein müsse.

MUHLNBRUCH [137], [138] führte ebenfalls zahlreiche Versuche an Ausziehkörpern mit kreuzweise gerippten Stählen durch. Er fand eine Verminderung der Ausziehlast um ca. 50%, wenn vorher 5 Mio. Lastwechsel mit einer Oberlast entsprechend der halben Bruchlast nicht vorbelasteter Körper eingebracht wurden. Mithilfe der auf der belasteten und unbelasteten Seite gemessenen Schlupfwerte konnte sowohl das Schlupfwachstum mit zunehmender Lastwechselzahl beobachtet als auch ein ungleichförmiger Schlupfverlauf entlang der Verbundlänge nachgewiesen werden (Bild 3.28).

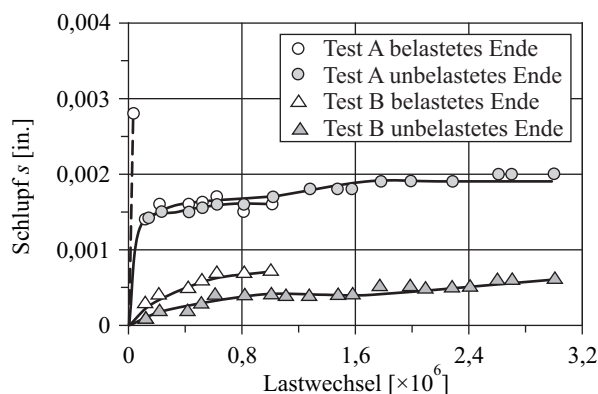


Bild 3.28: Kaltverformte Stäbe mit einer Schwelllast von 50% der Ausziehlast, MUHLNBRUCH [138]

Die statische „Haftfestigkeit“ entspricht laut ROŠ [183] der Verbundspannung bei einem Gleitweg (Schlupf) auf der unbelasteten Seite von 0,1 mm. Die Verbundspannung, bei welcher nach 1 Mio. Lastwechsel der Gleitweg von 0,1 mm nicht erreicht wird, gilt entsprechend als „Ermüdungs-Haftfestigkeit“. Für alle Ausziehversuche mit Verbundlängen von $10 d_s$ an Drillwulst-, Tor- und Caronstahl ermittelte ROŠ Gesamtmittelwerte für die Haftfestigkeit von rund 55 kg/cm² sowie für die Ermüdungs-Haftfestigkeit von rund 32 kg/cm². Damit ging er davon aus, dass bei einer Oberspannung von ungefähr 60% der statischen Haftfestigkeit kein Verbundversagen, d. h. eine Überschreitung der Schlupfgrenze von 0,1 mm, eintritt.

VERNA & STELSON [226] untersuchten verschiedene Versagensarten an zyklisch belasteten Vierpunktbiegebalken. Die Längsbewehrung bestand aus Rippenstählen mittlerer Größe, Querkraftbügel wurden nicht eingelegt. Die Schwellbelastung betrug 10% der statischen Bruchlast. Die Versuche zeigten, dass das Versagen des Verbundes durch Ermüdung als erstes auftrat (Bild 3.29). Teilweise sank die Dauerfestigkeit bis auf 40% der Bruchlast ab. Die Versuche zeigten aber auch, dass die Art des Ermüdungsbruches sowohl vom Schwellbereich als auch von der Art des statischen Bruches abhängt.

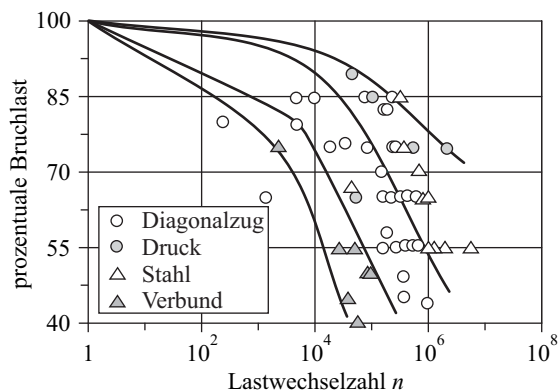


Bild 3.29: Verschiedene Versagensarten unter zyklischer Belastung, VERNÄ & STELSON [226]

PERRY & JUNDI [154] prüften exzentrisch belastete Ausziehkörper, die zunächst 500 bis 1.000 Lastwechseln mit einer Oberlast von 56% der Kurzzeitverbundfestigkeit ausgesetzt wurden. Wenn nach diesen Lastspielen die Stahlspannungsverteilung entlang der Einbettungslänge keine signifikante Änderung aufwies, wurde die Oberlast auf 80% der Kurzzeit-Verbundbruchlast erhöht. Trat während der weiteren Lastwechsel weder ein Bruch noch eine Änderung der Spannungsverteilung auf, wurden die Versuchskörper statisch bis zum Versagen belastet. Die Untersuchungen ergaben, dass sich die Verbundspannungsspitze mit zunehmender Lastwechselzahl vom belasteten zum unbelasteten Ende des Versuchskörpers verlagert. Diese Spannungumlagerung schien sich nach einigen hundert Lastwechseln zu stabilisieren (Bild 3.30). Die Verbundfestigkeit wurde durch eine vorhergehende Schwellbeanspruchung nicht wesentlich beeinträchtigt.

ISMAIL & JIRSA [96] untersuchten experimentell den Einfluss einer Zugschwell- und Wechselbeanspruchung auf die Verbundspannungsverteilung entlang eines einbetonierten Rippenstahles. Sie stellten fest, dass es zu einer fortschreitenden Verbundzerstörung in Abhängigkeit von der Höhe der aufgetragenen Belastung kommen kann. Maßgebenden Einfluss hatte die Größe der im zuletzt durchgeführten Be- und Entlastungszyklus aufgetragenen Spannung.

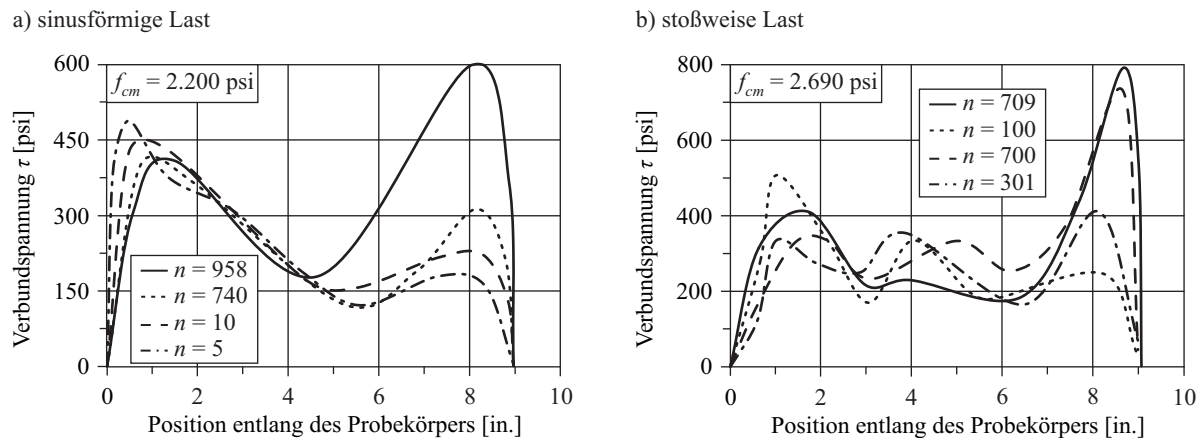


Bild 3.30: Verteilung der Verbundspannungen, PERRY & JUNDI [154]

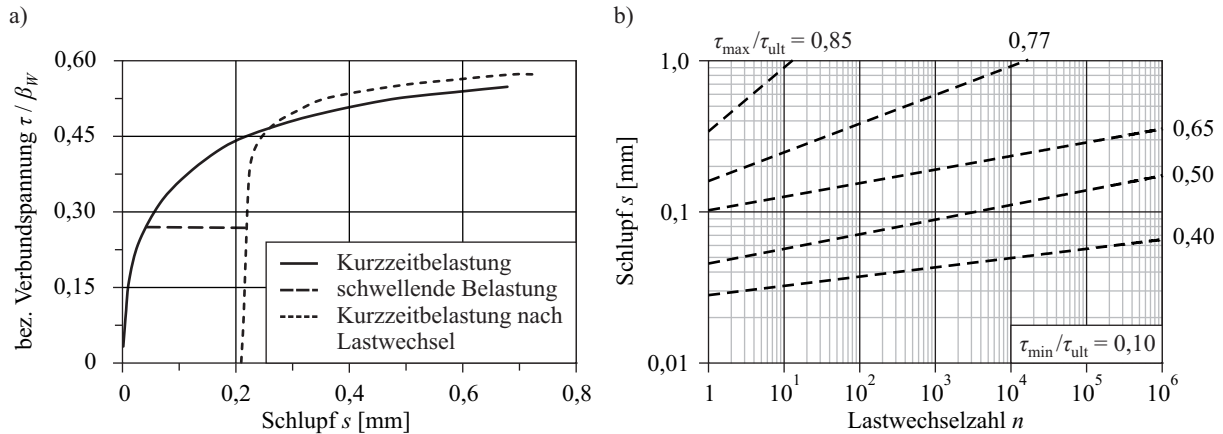
3.4.2 Untersuchungen von Rehm & Eligehausen

DIN 1045 (01/1972) [42] forderte bei nicht vorwiegend ruhender Belastung eine Abminderung der zulässigen Verbundspannungen in der Form, dass die für ruhende Dauerlast geltenden Werte auf 85% zu verringern waren. Der Verbundwiderstand von Rippenstäben unter wiederholter Belastung wurde somit deutlich geringer bewertet. In ungünstigen Fällen führte diese Regelung zu einer Verdoppelung der notwendigen Verankerungs- und Übergreifungslängen. Hinsichtlich der daraus resultierenden wirtschaftlichen Folgen sollte anhand der Versuche von REHM & ELIGEHAUSEN [165], [166], [170], [171] geklärt werden, ob und in welchem Umfang eine Verringerung der zulässigen Verbundspannungen bei nicht ruhenden Lasten tatsächlich erforderlich sei. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen führten dazu, dass die Abminderungsforderung wieder aufgehoben wurde.

Die von REHM & ELIGEHAUSEN durchgeführten Versuche unterteilen sich im Wesentlichen in die Untersuchung von kurzen [170] und langen Verbundlängen [171].

Die Ausziehversuche an *kurzen Verbundlängen* wurden an zylinderförmigen Probekörpern mit einem zentrisch einbetonierten Rippenstahl durchgeführt. Die Verbundlänge befand sich im mittleren Teil des Versuchskörpers und betrug im Allgemeinen $3 d_s$. Der Versuch galt als beendet, wenn ein Verbundversagen eintrat oder die Lastwechselzahl von 1 Mio. Lastwechsel erreicht wurde. Trat kein Versagen auf, wurde die Resttragfähigkeit des Verbundes nach 1 Mio. Lastwechsel im statischen Versuch gemessen. Dabei zeigte sich, dass infolge der vorangegangenen zyklischen Belastung und der damit verbundenen, irreversiblen Schädigung des Verbundes eine größere Steigung der Verbundsteifigkeit mit einer zunächst unerwarteten Zunahme der maximalen Verbundspannung auftrat (Bild 3.31a).

Als wichtiger Parameter wurde in den Versuchen die Oberspannung variiert und zur maximalen Spannung aus statischen Vergleichsversuchen ins Verhältnis gesetzt. Dieses Verhältnis entsprach dem sogenannten Belastungsgrad α . Wird die Schlupfentwicklung für die verschiedenen Belastungsgrade über den Lastwechseln wie in Bild 3.31b aufgetragen, zeigt sich deutlich, dass die Dauerfestigkeit, d. h. das Erreichen der Grenze von 1 Mio. Lastwechsel, bei ungefähr 65% der Kurzzeit-Verbundfestigkeit ($\alpha = 0,65$) liegt. Allerdings ist zu beachten, dass diese Angabe auf einer konstanten Unterspannung von 10% der maximalen Verbundspannung beruht. Unterhalb der Dauerfestigkeit verlaufen die Linien im doppeltlogarithmischen System näherungsweise parallel. Oberhalb zeigt sich eine Zunahme des Anstiegs. Ein mögliches Versagen des Verbundes kündigte sich im Versuch mit großen Verschiebungszunahmen an.


 Bild 3.31: a) τ - s -Beziehung; b) s - n -Linien, REHM & ELIGEHAUSEN [165], [166]

Neben den Zugschwellversuchen wurden auch Dauerstandsversuche durchgeführt, bei denen die jeweilige Schlupfzunahme einen ähnlichen Verlauf aufwies. Jedoch ist die zur erforderlichen Lastspielzahl n gehörige Zeit t nicht mit der Lastdauer der Dauerstandsversuche identisch. Erstere ist wesentlich geringer, weshalb die Schwellbelastung in Bezug auf das Schlupfverhalten als eine Zeitraffung für die Dauerlast angesehen werden kann (Bild 3.32).

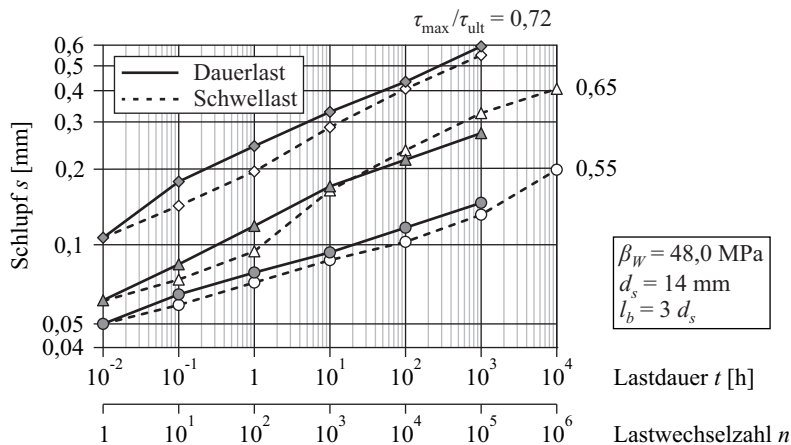


Bild 3.32: Vergleich Zugschwelllast und Dauerlast, REHM & ELIGEHAUSEN [165], [166]

Die erreichte Anzahl der Schwingspiele für unterschiedliche Stabdurchmesser und Betonfestigkeiten zeigt Bild 3.33. Es wurde versucht, die Ergebnisse zwischen einem Lastwechsel und 1 Mio. Schwingspielen im halblogarithmischen Netz durch eine Gerade darzustellen. Diese Versuchsergebnisse lassen noch keinen Grenzwert der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes erkennen. Berücksichtigt man die Ergebnisse zur Ermüdungsfestigkeit des Betons, so ist davon auszugehen, dass bei höherer Anzahl von Schwingspielen mit einer weiteren Abnahme der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes zwischen Betonrippenstahl und Beton zu rechnen ist. Für kurze Verbundlängen gaben REHM & ELIGEHAUSEN [170] ihre ermittelte *Wöhlerlinie des Verbundes* auch analytisch an:

$$\alpha_{\max} = \tau_{\max} / \tau_{\text{ult}} = 0,89 - 0,037 \cdot \lg n \quad \text{für } \alpha_{\min} = \tau_{\min} / \tau_{\text{ult}} = 0,10 \quad (3.31)$$

$$\alpha_{\max} = \tau_{\max} / \tau_{\text{ult}} = 0,89 - 0,022 \cdot \lg n \quad \text{für } \alpha_{\min} = \tau_{\min} / \tau_{\text{ult}} = 0,30 \quad (3.32)$$

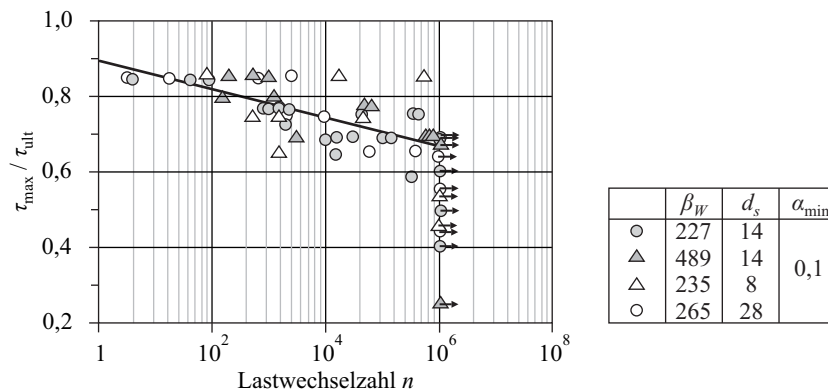


Bild 3.33: Wöhlerlinie des Verbundes, REHM & ELIGEHAUSEN [170]

MÜLLER ET AL. [227] stellten fest, dass diese Ansätze gut mit denen für Beton von TEPFERS & KUTTI [213] übereinstimmen. Sie nahmen daher an, dass die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes mit der des Betons bei anderen Beanspruchungsarten, jeweils bezogen auf die entsprechende maximale Verbundspannung, vergleichbar ist. Dies ist in sofern verständlich, als dass der Verbundbruch infolge Ausziehens der Stäbe nach Abscheren der Betonkonsolen letztlich durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit hervorgerufen wird.

Aus den Wöhlerlinien des Verbundes ermittelten REHM & ELIGEHAUSEN [165], [166] für die Grenzlastwechselzahl von $n_R = 2$ Mio. die entsprechenden Grenzverbundspannungen und verglichen sie mit dem von GAEDE [71] gefundenen Smithdiagramm zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton unter Druckschwellbeanspruchung (Bild 3.34). Dies wurde damit begründet, dass der Verbundbruch auf eine Ermüdung der Betonzugfestigkeit zurückzuführen sei, welche sich von der der Druckfestigkeit nicht unterscheidet. Dieser Vergleich kann jedoch nur für die bezogenen Beton- und Verbundspannungen erfolgen, ohne dass ein direkter Zusammenhang zwischen der Verbundbruchspannung und den tatsächlich auftretenden Betonzug- und Betondruckspannung hergestellt werden kann.

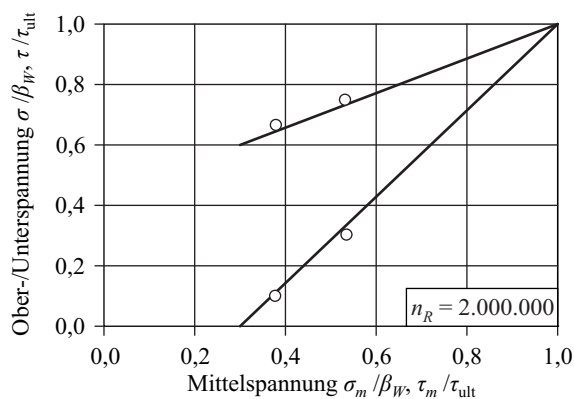


Bild 3.34: Vergleich: Smithdiagramm für Beton mit Verbund, REHM & ELIGEHAUSEN [165], [166]

Infolge der Vergleichsuntersuchungen von REHM & ELIGEHAUSEN [165] wurden im CEB-FIP MODEL CODE 90 die folgenden Angaben zur Schlupfzunahme sowohl bei Dauerlast als auch bei zyklischer Last aufgenommen:

$$s_t = s_0 \cdot (1 + k_t) \quad \text{mit } k_t = (1 + 10 \cdot t)^{0,080} - 1 \quad (3.33)$$

$$s_n = s_0 \cdot (1 + k_n) \quad \text{mit } k_n = (1 + n)^{0,107} - 1 \quad (3.34)$$

Die Werte k_t und k_n beschreiben einerseits den Kriechbeiwert bei Dauerlast (Zeit t in Stunden), andererseits den zyklischen Kriechbeiwert in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl n . Die Beziehung (3.34) wurde von REHM & ELIGEHAUSEN an Versuchen mit Verbundlängen von $3 d_s$ bestimmt. Der Gleichung (3.33) liegen Versuche von FRANKE [70] mit Verankerungslängen von $4 d_s$ (Exponent 0,082) zugrunde, welche auf Verbundlängen von $3 d_s$ (Exponent 0,080) übertragen wurden. Wird Gleichung (3.34) zusammengefasst, ergibt sich Gleichung (3.35). Mit s_0 ist der Schlupf beim erstmaligen Erreichen der Oberlast bezeichnet.

$$s_n = s_0 \cdot (1 + n)^{0,107} \quad (3.35)$$

Neben dem Verbundverhalten an kurzen Verbundlängen wurden von REHM & ELIGEHAUSEN [171] ebenso die Verbundeigenschaften von Betonrippenstäben $d_s = 16$ mm mit *langer Verbundlänge* untersucht. Das Versuchsprogramm bestand aus zwei verschiedenen Prüfkörperarten mit Verbundlängen von $17,5 d_s$ sowie $8,75 d_s$. Die Verbundspannungen der zyklischen Ausziehversuche ($f = 1$ Hz) betrugen das 0,3- bis 0,7-fache der statischen Bruchlast. Dabei wurden jedoch nur vier Versuche mit einem Belastungsgrad von $\alpha > 0,5$ durchgeführt, wobei drei ein Stahlermüdungsversagen aufwiesen. Die Ermittlung der Verbundspannungsverläufe entlang der Verbundlänge erfolgte über die Messung der Stahldehnungen, die durch Dehnmessstreifen im Inneren der geschlitzten Stäbe gemessen wurden.

$$\tau = \frac{A_s \cdot E_s \cdot \Delta \varepsilon}{u_s \cdot \Delta x} \quad (3.36)$$

Die Schwelllast bewirkte eine gleichmäßigere Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verankerungslänge und damit eine Annäherung an die üblichen Rechenannahmen einer konstanten Verbundspannung entlang des Stabes. Die Verminderung der Verbundwirkung in den lastnahen Stababschnitten ist hauptsächlich auf Kriechen und Relaxation des Betons unter den Rippen zurückzuführen, da die Verbundspannungen bei der anschließenden statischen Belastung bis zur Streckgrenze des Stahles wieder anstiegen.

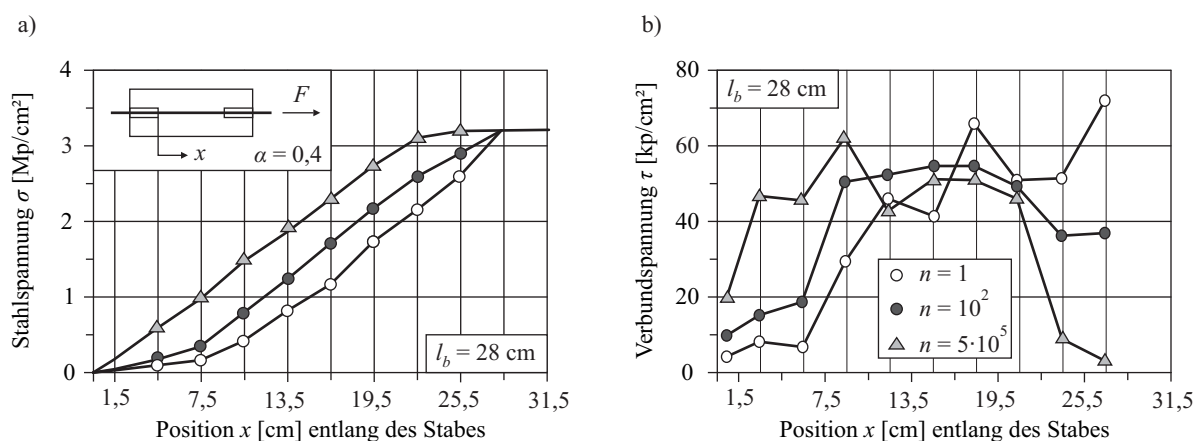


Bild 3.35: Stahl- und Verbundspannungsverlauf entlang der Verbundlänge, REHM & ELIGEHAUSEN [171]

Das Ergebnis der Versuche an langen Verbundlängen war, dass bei vergleichbaren Versuchsbedingungen kein Ermüdungsbruch des Verbundes und bei einer anschließenden statischen Belastung ein Verbundbruch frühestens bei Erreichen der Kurzzeitbruchlast zu erwarten ist. Zusammenfassend wur-

de von REHM & ELIGEHAUSEN festgestellt, dass das Schlupfverhalten der geprüften Ausziehkörper mit langer Verbundlänge gut mit dem von kurzen Verbundlängen übereinstimmt.

REHM & ELIGEHAUSEN gingen davon aus, dass bei nicht ruhend beanspruchten Bauwerken die Oberlast maximal dem mit Sicherheiten behafteten Bemessungswert im statischen Fall entspricht und unterhalb der Ermüdungsfestigkeit des Betons liegt. Aus diesem Grund sah DIN 1045 (07/1988) nunmehr keine Abminderung des Rechenwertes der Verbundfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung vor. Wegen des gegenüber druckbeanspruchtem Beton prinzipiell ähnlichen Verbundverhaltens von Rippenstäben konnten daher bei nicht vorwiegend ruhender Belastung die gleichen Verbundspannungen wie bei Dauerlast zugelassen werden. Die noch in DIN 1045 (01/1972) vorgeschriebene Abminderung der zulässigen Verbundspannung für nicht vorwiegend ruhende Belastung war seither nicht mehr vorzunehmen.

Die Regelungen bezüglich des Schlupfes, welche Eingang in den CEB-FIP MODEL CODE 90 fanden, können anhand der z. B. in REHM & ELIGEHAUSEN [166], [165] grafisch dargestellten Versuchsergebnisse für kurze Verbundlängen überprüft werden. Im doppeltlogarithmischen Maßstab zeigt Gleichung (3.35) eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten. Wird die Schlupfzunahme jedoch im halblogarithmischen Maßstab aufgetragen, relativiert dies die Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Schlupfwerten deutlich. Für Belastungsgrade $\alpha < 65\%$ wird die Schlupfzunahme durch die Vorhersage überschätzt, für $\alpha > 65\%$ teilweise deutlich unterschätzt (Bild 3.36).

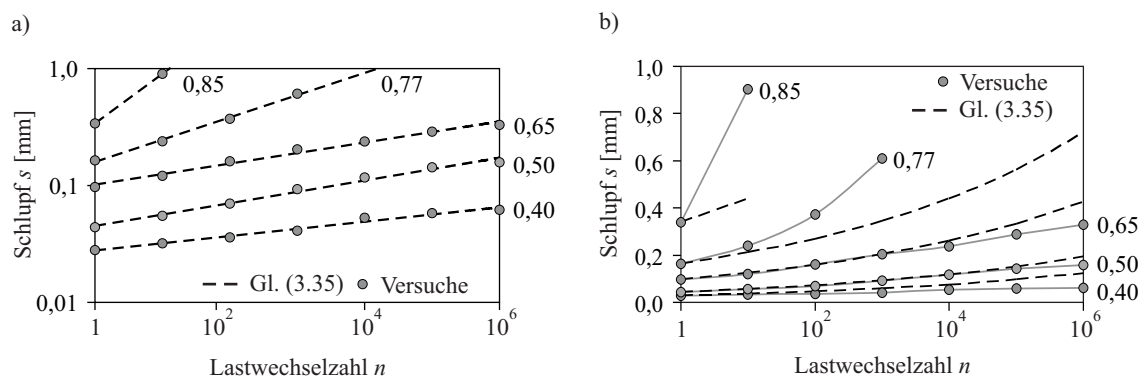


Bild 3.36: Schlupf-Lastwechsel-Beziehungen, kurze Verbundlänge

Bei dem Exponenten von 0,107 in Gleichung (3.35) handelt es sich um einen gemittelten Wert. Die Qualität der Vorhersagen für Verhältnisse außerhalb von mittleren Belastungsgraden ist deshalb eher gering. Es bleibt die Frage, inwieweit der Ansatz aus Gleichung (3.35) neben kurzen auch auf lange Verbundlängen anwendbar ist.

3.4.3 Untersuchungen von Balázs

Eine Schwellbelastung führt zu einer Verbundschwächung, welche durch eine Schlupfzunahme erkennbar wird. Gemäß BALÁZS [9], [10], [12] kann der Verbundmechanismus daher anhand von Schlupf-Lastwechsel-Diagrammen analysiert werden. Im Falle konstanter Amplituden ergeben sich im linearen Maßstab Kurvenverläufe mit konkaven, linearen und konvexen Bereichen. Die Rate dieser Zunahme Δs ist nach einer anfänglichen Abnahme bis zum Erreichen des Wertes s_{ult} konstant. Dieser Wert entspricht ungefähr dem Schlupf im statischen Versuch, der sich bei maximaler Verbundspannung einstellt (Bild 3.37a). Je höher die Oberlast der Schwellbeanspruchung ist und je kürzer die Verbundlänge ausfällt, desto größer ist die Rate der Schlupfzunahme Δs . Das Ausziehversagen tritt oberhalb von s_{ult} ein und ist durch eine progressive Zunahme der Schlupfrate erkennbar. Laut BALÁZS kann der Wert s_{ult} deshalb als Sicherheitskriterium hinsichtlich des Ermüdungsversagens gelten.

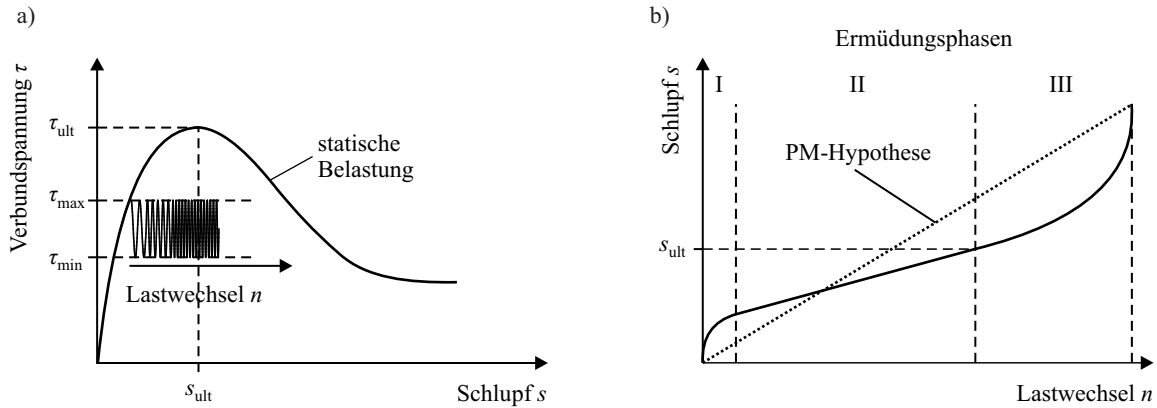


Bild 3.37: Verbundverhalten unter a) statischer und b) zyklischer Belastung

Bezüglich der Akkumulation des Verbundversagens stellte BALÁZS heraus, dass die Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN [151] und MINER [134] (PM-Hypothese) nur bedingt das Verbundermüdungsverhalten abbildet (Bild 3.37b).

Die maximale Lastwechselzahl kann nach dem Erreichen der stabilen Schlupfzunahme (linearer Bereich im Schlupf-Lastwechsel-Diagramm) bis zum Wert s_{ult} extrapoliert werden. Das Ausziehversagen tritt dann nach nur wenigen weiteren Lastwechseln auf. Damit ist es nicht notwendig, einen Prüfkörper mit einigen Millionen Lastwechseln zu belasten, wenn der zur maximalen Verbundspannung zugehörige Schlupf aus dem statischen Auszugsversuch bekannt ist.

WINDISCH & BALÁZS [237] führten eine gezielte Untersuchung des Wertes s_{ult} durch. Dabei stellten sie eine Abhängigkeit von der Länge der Betonkonsolen zwischen den Stahlrippen s_c gemäß Gleichung (3.37) fest. Diese Abhängigkeit muss jedoch auf die Randbedingungen beschränkt bleiben, welche in den speziellen Versuchen vorlagen.

$$s_{ult} = 1 + 0,04 \cdot s_c \quad (3.37)$$

Im Bild 3.38a sind die Messergebnisse von KOCH & BALÁZS [102] aufgetragen, bei denen verschiedene Belastungsgrade von 0,3 bis 0,8 bei Variation der Oberspannung untersucht wurden. Die Unterspannung betrug in allen Fällen 10% der Oberspannung. Die Dauerschwingfestigkeit unter Zugschwelllast mit konstanter Amplitude wurde bei einer Unterspannung von 0,1 τ_{max} im Bereich von 0,55 τ_{ult} bis 0,60 τ_{ult} festgestellt. Diese Beobachtung stimmt mit den Versuchen von REHM & ELIGENHAUSEN gut überein.

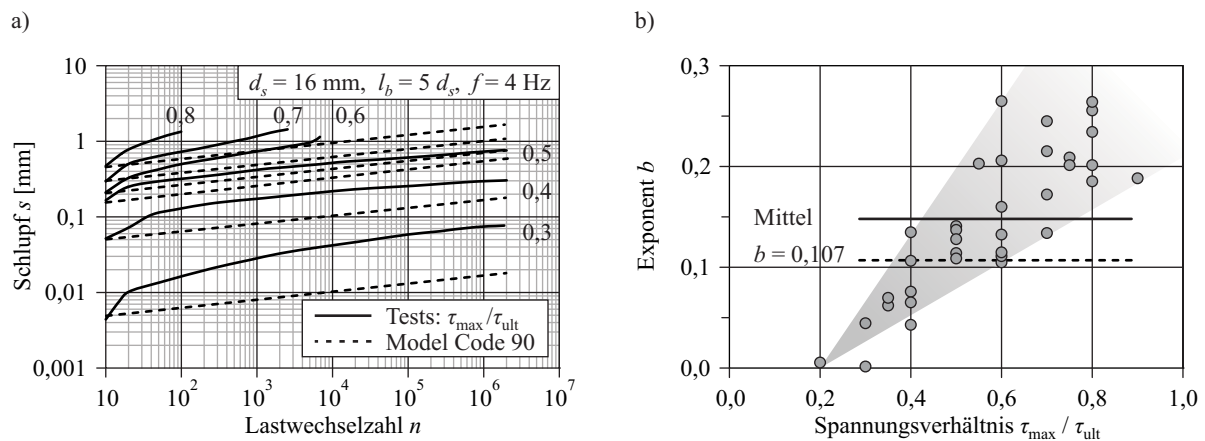


Bild 3.38: a) Vergleich Versuch mit CEB-FIP MODEL CODE 90; b) Exponent b , KOCH & BALÁZS [102]

Der Vergleich mit dem CEB-FIP MODEL CODE 90 zeigt, dass die dort angewandte Näherung (Gleichung (3.35) mit $b = 0,107$) zu grob ist und darüber hinaus den Einfluss der Mittelspannung unzureichend berücksichtigt. Eine Verbesserung der Annahmen im CEB-FIP MODEL CODE 90 wurde von KOCH & BALÁZS in einer Konkretisierung des Exponenten der Gleichung (3.35) gesucht. Die Kurvenanpassung der Messwerte auf Grundlage des Ansatzes

$$s_n = s_0 \cdot (1 + n)^b \quad (3.38)$$

führte zu veränderlichen Exponenten b , welche vom Belastungsgrad ($\tau_{\max}/\tau_{\text{ult}}$) abhängen. Trotz der mit zunehmender Oberlast steigenden Tendenz, wurden von KOCH & BALÁZS Mittelwerte für b gemäß Tabelle 3.3 bestimmt.

Tabelle 3.3: Exponent b nach KOCH & BALÁZS [102]

$\tau_{\max}/\tau_{\text{ult}}$	Exponent b
0,4 bis 0,5	$b_{\min} = 0,078$ bis 0,104
0,3 bis 0,7	$b_m = 0,131$
0,3 bis 0,8	$b_m = 0,170$

Im Zusammenhang mit dem Vergleich zwischen ihren eigenen Versuchsergebnissen und den Regelungen nach CEB-FIP MODEL CODE 90 stellten KOCH & BALÁZS [102] zudem heraus, dass bei der Annahme gleicher Schlupfwerte eine direkte Beziehung zwischen der Zeit unter Dauerbelastung und der Lastwechselzahl unter Schwelllast hergestellt werden kann.

$$n = (1 + 10 \cdot t)^{\frac{0,080}{0,107}} - 1 = (1 + 10 \cdot t)^{0,748} - 1 \quad (3.39)$$

Dies bestätigt die Aussage von REHM & ELIGEHAUSEN, dass die Schwellbelastung als Zeitraffer des Schlupfes für Dauerstand aufgefasst werden könne. Ein Einfluss der Belastungsfrequenz wird jedoch nicht berücksichtigt. In Bild 3.39a sind die Schlupfzunahmen für schwellende sowie lang andauernde Lasten nach CEB-FIP MODEL CODE 90 mit Anfangsschlupfwerten von 0,1 und 0,2 dargestellt. Bild 3.39b zeigt den Zusammenhang zwischen Lastwechselzahl und Zeitverlauf.

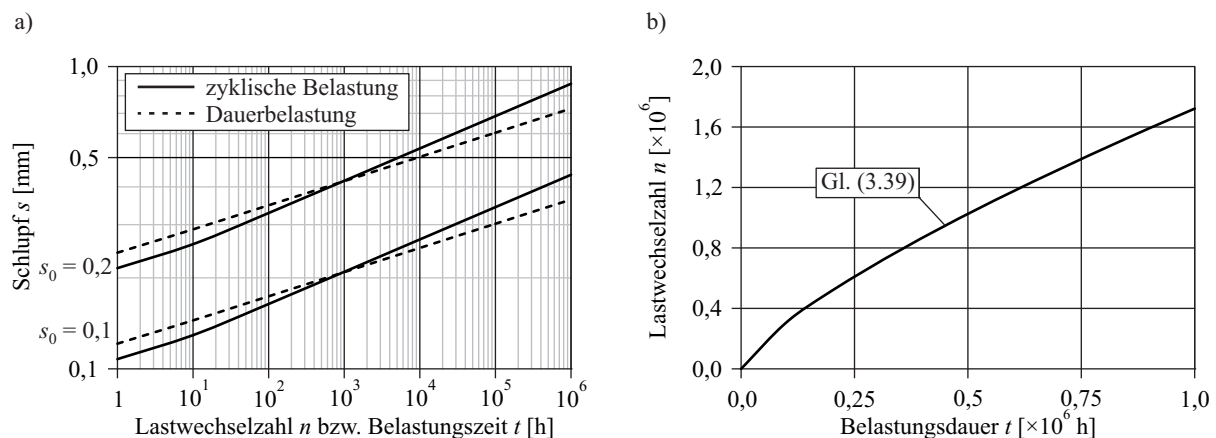


Bild 3.39: a) s - n -Kurve; b) n - t -Beziehung, KOCH & BALÁZS [102]

Aufgrund der Vielzahl an durchgeführten Versuchen waren Koch & Balázs [103], [104], [105] in der Lage, das Verbundverhalten unter Schwellbelastung in einem Wöhlerschaubild darzustellen. Als wich-

tiges Kennzeichen wurde der Schlupf als Verformungskriterium gewählt. Dabei unterschieden sie zwischen dem GZG ($s = 0,05$ mm entsprechend einer Rissbreite von 0,1 mm) und dem GZT ($s = 5$ mm), wobei stets eine Verbundlänge von $5 d_s$ vorlag.

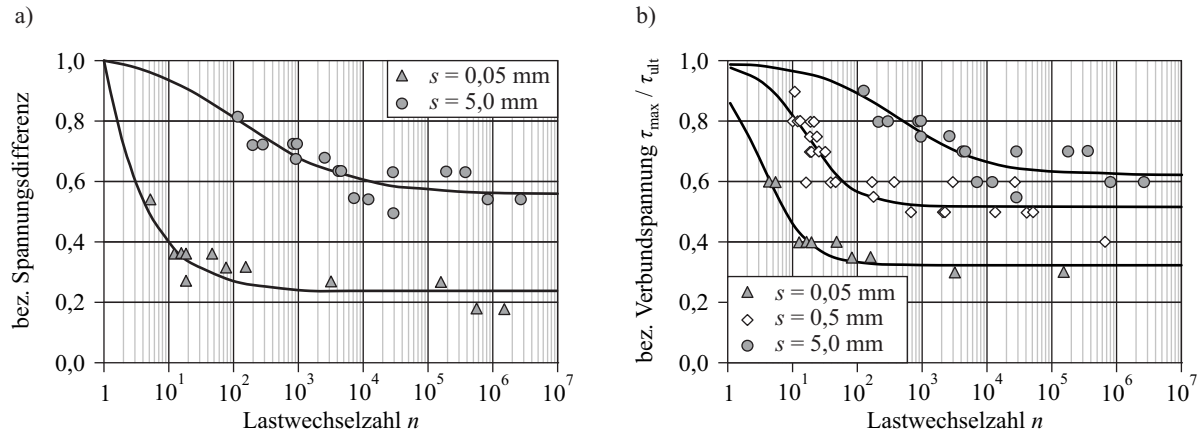


Bild 3.40: Wöhlerlinien für Zugschwellbelastung: a) KOCH & BALÁZS [104]; b) BALÁZS ET AL. [13]

Mit dem Ziel einer entsprechenden Regression der Messergebnisse wurde die Funktion (3.40) in Anlehnung an STÜSSI [210] gewählt.

$$\frac{\Delta \tau}{\tau_{\text{ult}}} = \frac{(k_{xy} + 1) + k_1 \cdot (n^{k_2} - 1)}{1 + k_3 \cdot n^{k_2}} \quad (3.40)$$

BALÁZS & KOCH [14] ermittelten weiterhin Verbundwöhlerlinien unter zyklischer Schwellbelastung mit Zufallsverteilung der Amplituden, wobei wiederum die gemessenen Ergebnisse an die Funktion nach STÜSSI angelehnt wurden.

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{ult}}} = \frac{(1 + k_3 - k_1) + k_1 \cdot n^{k_2}}{1 + k_3 \cdot n^{k_2}} \quad (3.41)$$

Die Konstanten konnten mithilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate für Schlupfwerte von 0,1 mm und 5,0 mm bestimmt werden:

- $s = 0,1$ mm: $k_1 = 0,10$, $k_2 = 0,34$ und $k_3 = 0,22$
- $s = 5,0$ mm: $k_1 = 0,92$, $k_2 = 0,12$ und $k_3 = 1,40$

Auf der Suche nach einer noch zweckmäßigeren analytischen Darstellung der Verbundwöhlerlinien wurden KOCH & BALÁZS [101] bei BLOCK & DREIER [18] fündig. Diese vernachlässigten den Anteil des weniger interessierenden Bereiches der Kurzzeitfestigkeit, so dass sich die Gleichung der Wöhlerlinie vereinfachte und nach der Lastwechselzahl umstellen ließ.

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_R + (\sigma_m - \sigma_{\min} - \Delta \sigma_R) \cdot a^{(\lg n)^b} \quad (3.42)$$

$$(\lg n)^b = \log_a \left(\frac{\Delta \sigma - \Delta \sigma_R}{\sigma_m - \sigma_{\min} - \Delta \sigma_R} \right) \quad (3.43)$$

Angewandt auf Wöhlerlinien des Verbundes ergeben sich die Gleichungen (3.44) und (3.45):

$$\frac{\Delta \tau}{\tau_{\text{ult}}} = \frac{\Delta \tau_R}{\tau_{\text{ult}}} + \left(1 - \frac{\Delta \tau_R}{\tau_{\text{ult}}} \right) \cdot a^{(\lg n)^b} \quad (3.44)$$

$$n = 10^K \quad \text{mit} \quad K = \left[\ln \left(\frac{\frac{\Delta\tau}{\tau_{\text{ult}}} - \frac{\Delta\tau_R}{\tau_{\text{ult}}}}{1 - \frac{\Delta\tau_R}{\tau_{\text{ult}}}} \right) \cdot \frac{1}{\ln a} \right]^{1/b} \quad (3.45)$$

Für eine Kurvenregression ist es erforderlich, die Parameter a und b sowie die Verbunddauerfestigkeit $\Delta\tau_R$ zu bestimmen bzw. zu wählen. Ein Beispiel zeigt Bild 3.41.

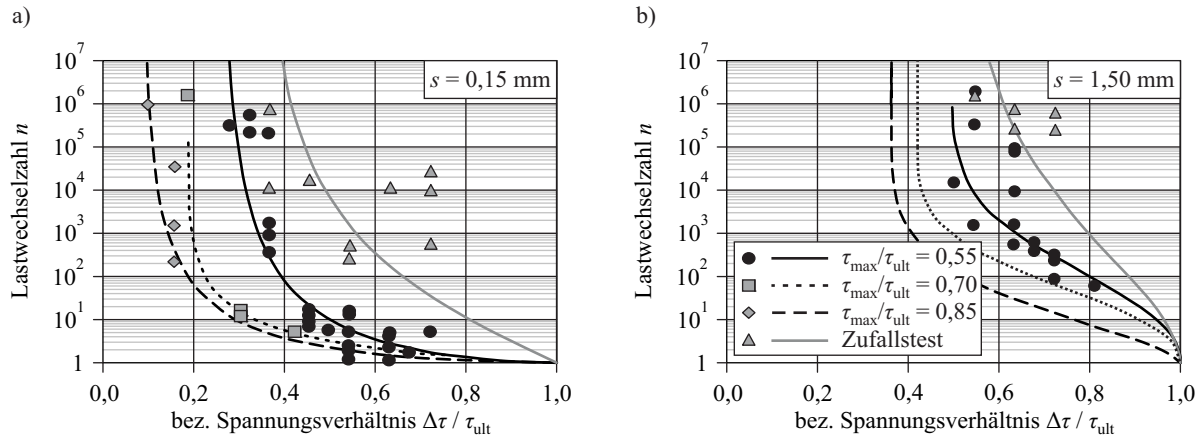


Bild 3.41: Lebensdauerdiagramme, KOCH & BALÁZS [101]

3.4.4 Untersuchungen von Sippel

Bei der Auswertung der Versuche von KOCH & BALÁZS konnten SIPPEL [200], [201], [202] sowie SIPPEL & ELIGEHAUSEN [203], [204] prinzipiell die gleichen Gesetzmäßigkeiten bezüglich der Schlupfentwicklung erkennen. Für den Exponenten b in Gleichung (3.38) wurden jedoch tendenziell größere Werte ermittelt. Bild 3.42 zeigt die aus den Versuchen von BALÁZS & KOCH [102] ermittelten Exponenten b in Abhängigkeit von der bezogenen Verbundspannung bei Versuchen unter nicht ruhender Belastung mit konstanter Amplitude. Zusätzlich wurden die Ergebnisse der Rückrechnungen aus den Versuchen von REHM & ELIGEHAUSEN ergänzt. Es ist zu erkennen, dass mit steigender Belastungshöhe eine Zunahme des Exponenten b auftritt, welche allerdings an eine Zunahme der Streuungen gekoppelt ist. (Bild 3.42). Zur Beschreibung dieses Verhaltens wurde ein bi-linearer Ansatz gewählt, der aufgrund der auftretenden Streuung zwischen einem oberen und einem mittleren Bereich unterscheidet.

$$b = 0,11 \quad \tau_{\text{max}} / \tau_{\text{ult}} < 0,45 \quad (3.46)$$

$$b = 0,62 \cdot \tau_{\text{max}} / \tau_{\text{ult}} - 0,17 \quad \tau_{\text{max}} / \tau_{\text{ult}} \geq 0,45 \quad \text{für oberen Grenzbereich} \quad (3.47)$$

$$b = 0,35 \cdot \tau_{\text{max}} / \tau_{\text{ult}} - 0,05 \quad \tau_{\text{max}} / \tau_{\text{ult}} \geq 0,45 \quad \text{für mittleres Verhalten} \quad (3.48)$$

Dabei ist zu beachten, dass für s_0 in Gleichung (3.38) nicht der Schlupf beim Erreichen der Oberspannung, sondern der Schlupf nach dem Anfahren auf die Mittelspannung einzusetzen ist. Dieser Schritt wurde erforderlich, da aufgrund des Versuchsablaufes (Anfahren auf die Mittelspannung, kontinuierliche Amplitudenvergrößerung bis zu Erreichen der vollen Schwingbreite) die Oberspannung erst erreicht wurde, als bereits ungefähr zehn Schwingspiele absolviert waren.

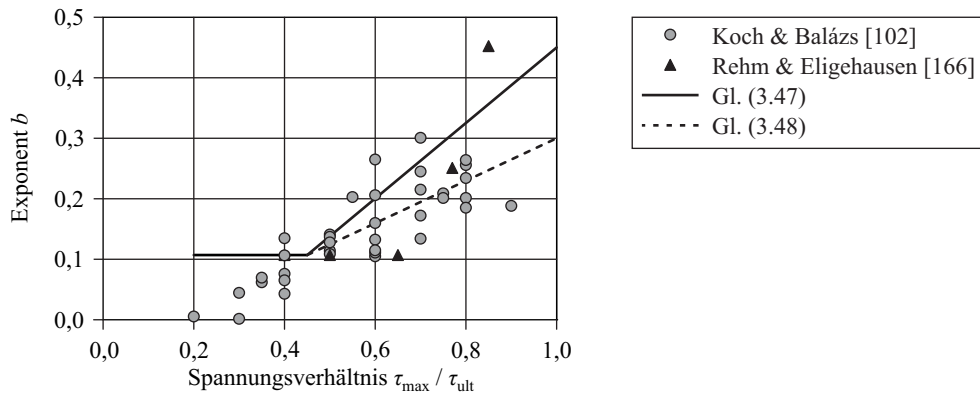


Bild 3.42: Exponent b , SIPPEL [202]

Zusammenfassend stellte SIPPEL fest, dass beim Außerachtlassen der unteren Belastungsgrade ($\tau_{max}/\tau_{ult} < 0,5$) von einem Exponent $b = 0,1$ ausgegangen werden könne. Für den gesamten Bereich aller durchgeführten Versuche ergab sich bei ihm ein Mittelwert von $b = 0,125$.

Die vorgestellten Rechenbeziehungen zur Beschreibung der Verformung von einbetonierten Bewehrungsstäben sind in der vorliegenden Form nur für den aufsteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung anwendbar. Zur Berücksichtigung des abfallenden Astes schlug SIPPEL einen Ansatz auf Basis von *isochronen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen* gemäß Bild 3.43 vor.

Schneidet der aufsteigende Ast für $t > 0$ bzw. $n > 1$ den abfallenden Ast bei Erstbelastung, ist keine weitere Steigerung der Verbundspannung mit zunehmendem Schlupf möglich. Der Lastpfad folgt in diesem Fall dem abfallenden Ast der Kurzzeitbelastung. In Bild 3.43b ist dieser Vorschlag für nicht ruhende Belastung in Anwendung gebracht.

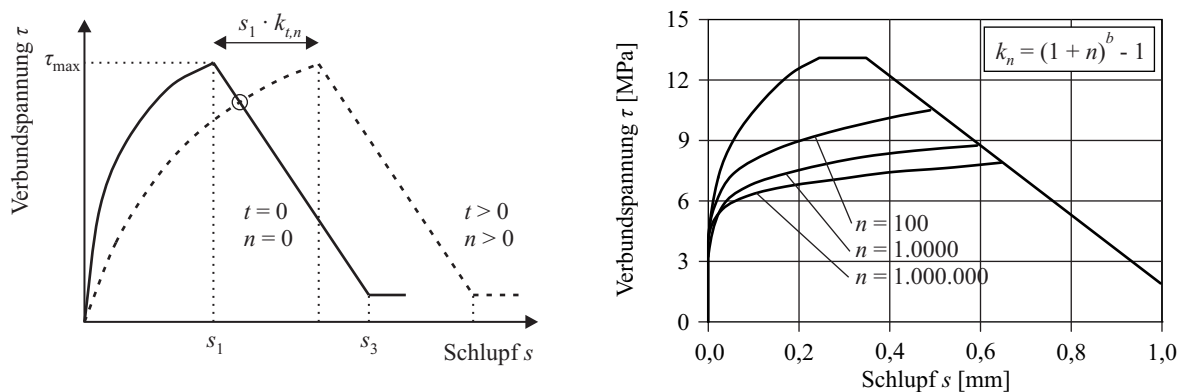


Bild 3.43: isochrone Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, SIPPEL [202]

Mit dem Ansatz von SIPPEL kann auch die Bruchlastspielzahl in Abhängigkeit vom maximalen Belastungsgrad bestimmt werden. Das Ergebnis ist in Bild 3.44 dargestellt (gestrichelte Linie). Zum Vergleich sind die von REHM & ELIGEHAUSEN gemessenen Ermüdungsfestigkeiten des Verbundes eingetragen.

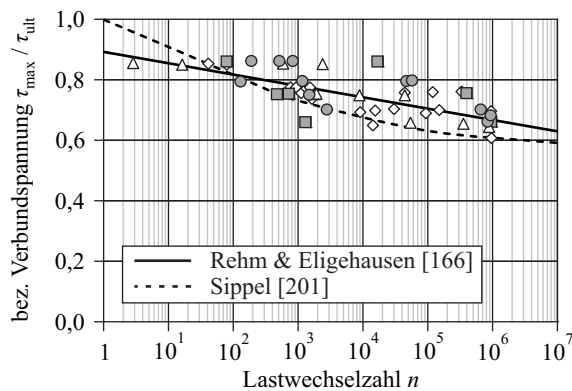


Bild 3.44: Vergleich der Wöhlerlinien des Verbundes, SIPPEL [202]

3.4.5 Untersuchungen von Eckfeldt

Das Ziel der Untersuchungen von ECKFELDT [38], [61], [62] bestand in der Beantwortung der Frage, inwieweit die bisherigen Erkenntnisse, welche allesamt an Betonen mit mittleren Festigkeiten gewonnen wurden, auch auf hochfeste Betone übertragbar sind. Dabei war in erster Linie zu klären, welchen Einfluss die erhöhte Versprödung des Betons auf den Verbund hat. Da bei hochfesten Betonen eine auf die Druckfestigkeit bezogene, geringere Zugfestigkeit vorliegt, musste überprüft werden, inwieweit dies unter Umständen zu einer Verringerung der Verbundtragfähigkeit führen kann.

Verwendet wurde ein Ausziehkörper gemäß Bild 3.45 mit einer kurzen Verbundlänge von $2 d_s$. Untersucht wurden drei verschiedene Stahldurchmesser in Mitten- und Randlage sowie drei verschiedene Betonklassen, wobei der Hauptteil der Versuche auf einen Beton C70/85 entfiel. Jede der fünfzehn Serien bestand aus sieben gleichartigen Versuchskörpern einer Betoncharge, wobei immer vier Probekörper zyklisch und drei Körper statisch geprüft wurden. Die Frequenz der Zugschwellbelastung lag bei 5 Hz. Überstand der Ermüdungsversuch die Grenze von 1 Mio. Lastwechsel, wurde anschließend die Resttragfähigkeit des Verbundes bestimmt.

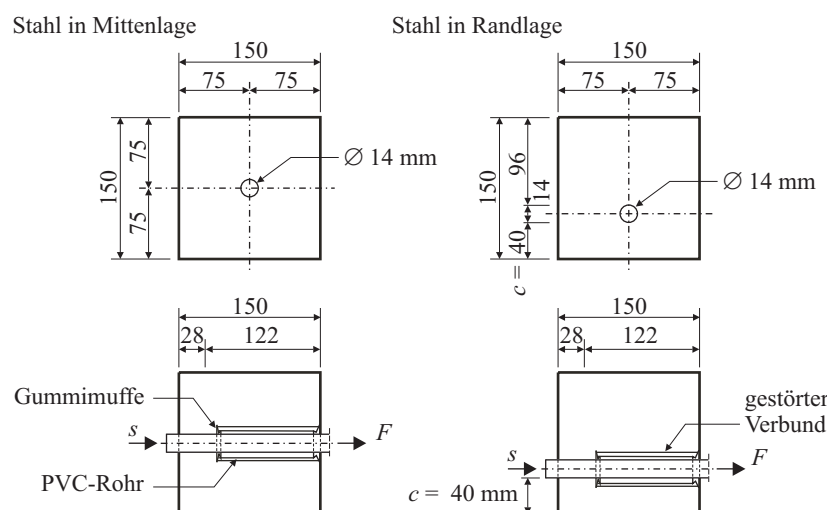


Bild 3.45: Versuchskörper von ECKFELDT [61]

Mit dem auf der unbelasteten Seite gemessenen Schlupf zwischen Stahlstab und Beton wurde das Schlupfwachstum dokumentiert. Zusätzlich konnte die von REHM & ELIGEHAUSEN beobachtete Zunahme der statischen Verbundtragfähigkeit nach einer Vorbelastung von 1 Mio. Lastwechsel betätigt werden (Bild 3.46).

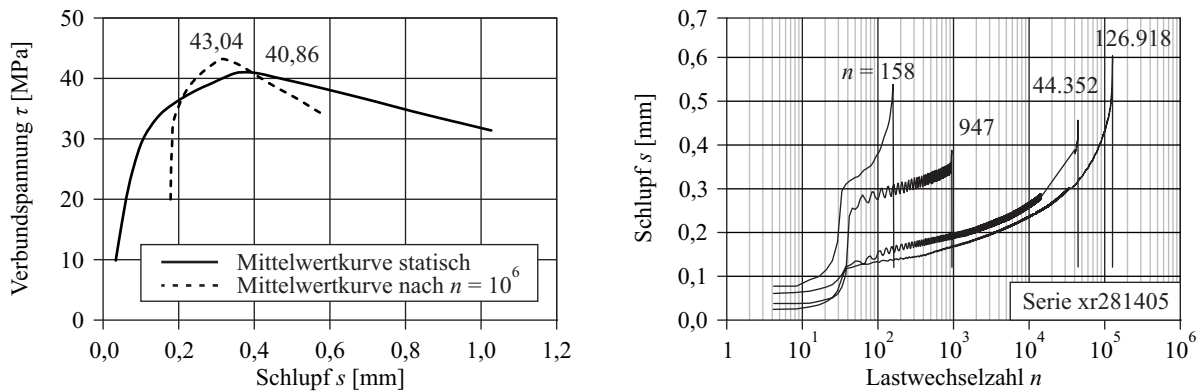


Bild 3.46: Verbundtragfähigkeit und Schlupfwachstum, ECKFELDT & CURBACH [61]

Für den Fall der völligen Auflösung des Verbundes durch Ermüdung leitete ECKFELDT entsprechende Wöhlerlinien ab (Bild 3.47). Vorhersagen für den Quasi-Dauerfestigkeitsbereich von Lastwechselzahlen größer 1 Mio. schätzte er mit der Modifikation gemäß HAIBACH (siehe Abschnitt 3.2) ab.

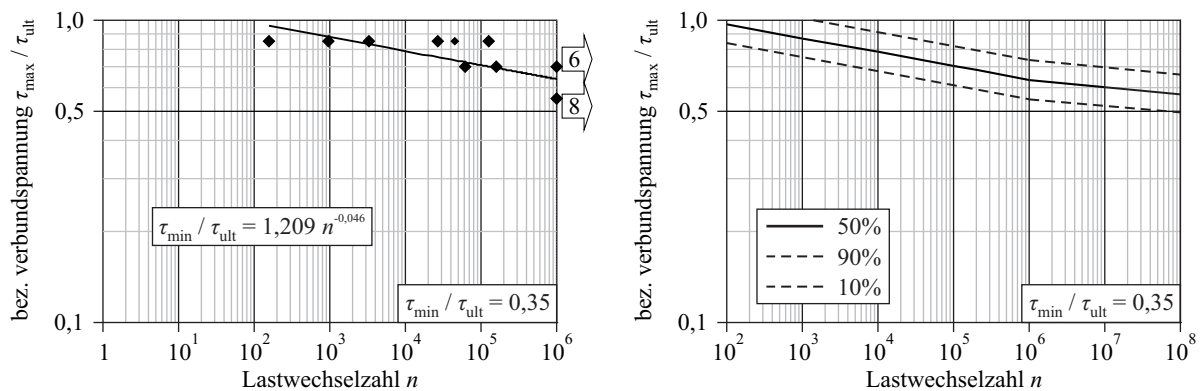


Bild 3.47: Wöhlerlinien des Verbundes für hochfesten Beton, ECKFELDT & CURBACH [60]

Da der Einfluss des Belastungshorizontes bzw. der Mittelspannung mit Wöhlerlinien nicht darstellbar ist, leitete ECKFELDT entsprechende Smithdiagramme her. Dabei führte er das Verbundverhalten auf das Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung zurück. Hierzu verwendete er den Ansatz nach CEB-FIP MODEL CODE 90 gemäß Gleichung (3.49) für den Bereich bis 1 Mio. Lastwechsel. Die bezogenen Ober- und Unterlasten wurden als Verbundspannungsverhältnisse nach Gleichung (3.50) bzw. (3.51) formuliert.

$$\lg n = (12 + 16 \cdot S_{\min} + 8 \cdot S_{\min}^2) \cdot (1 - S_{\max}) \leq 6 \quad (3.49)$$

mit

$$S_{\max} = \tau_{\max} / \tau_{\text{ult}} \quad (3.50)$$

$$S_{\min} = \tau_{\min} / \tau_{\text{ult}} \quad (3.51)$$

Die Darstellung in Bild 3.48 erlaubt den Vergleich mit vorhandenen Daten für normalfesten Beton und die Feststellung, dass die Verbundermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton genauso hoch wie die des normalfesten Betons ist. Somit spricht laut ECKFELDT der Verwendung hochfester Betone in Konstruktionen mit nicht vorwiegend ruhender Belastung nichts entgegen.

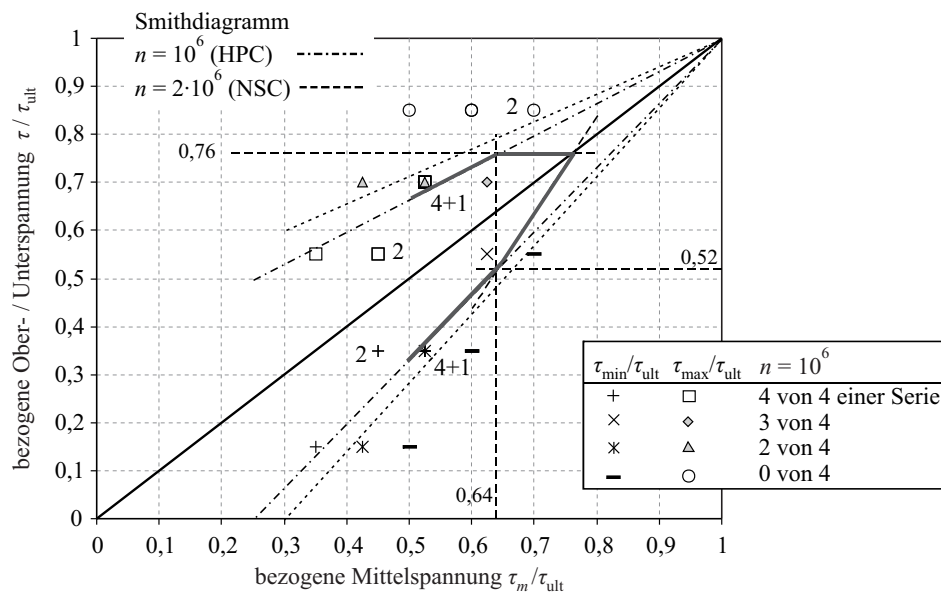


Bild 3.48: Smithdiagramm für hochfesten und normalfesten Beton, ECKFELDT & CURBACH [60]

3.4.6 Neuere Untersuchungen

Um an die bisherigen Rechenmodelle, welche auf lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen beruhen, anknüpfen zu können, versuchten OH & KIM [150] derartige Beziehungen auch für Ausziehbelastungen nach vorhergehender schweller Beanspruchung zu erstellen. Dazu verwendeten sie Ausziehkörper mit einer mittleren Betonfestigkeit von 37 MPa und einer Verbundlänge von $2 d_s$. Der auszuziehende Bewehrungsstab hatte einen Durchmesser von 16 mm und eine relative Rippenfläche von 0,098. Bei einer Frequenz von 2 Hz wurden drei verschiedene Belastungshorizonte untersucht, wobei immer ein Versuch nach 10, 100, 1.000, 10.000 bis zu 100.000 Lastwechseln gestoppt wurde. Anschließend erfolgte ein statischer Ausziehversuch zur Untersuchung der Resttragfähigkeit.

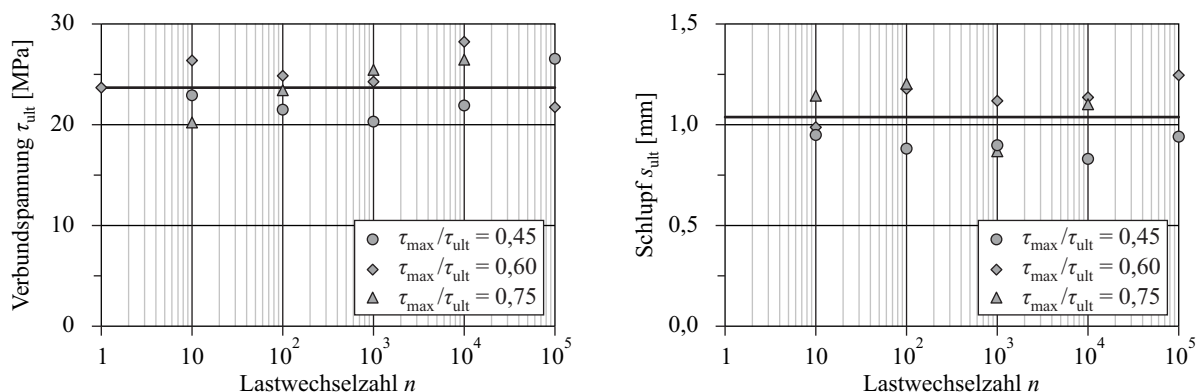


Bild 3.49: Ausziehversuche mit verschiedenen Vorbelastungen KIM [97], OH & KIM [150]

Das Bild 3.49 zeigt, dass mit Ausnahme der Versuche mit $\tau_{\max}/\tau_{\text{ult}} = 0,75$ sowohl die Verbundtragfähigkeit als auch der zugehörige Schlupf s_{ult} von der Vorbelastung unabhängig zu sein scheinen. Dies steht im Widerspruch zu den Untersuchungen von REHM & ELIGEHAUSEN und KOCH & BALÁZS, die nach einer Schwellbelastung ohne Ermüdungsbruch eine Zunahme der maximalen Verbundspannung beobachteten. Eine Erklärung wurde in der Festigkeitsentwicklung des Betons während der langen Periode der Prüfung gesucht. Die Zunahme des Schlupfes während der zyklischen Lastwechsel beschrieben OH & KIM mit der Gleichung (3.52).

$$s_n = s_0 \cdot n^{0,098} \quad (3.52)$$

In Anlehnung an die Beschreibung des ansteigenden Astes einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach CEB-FIP MODEL CODE 90 mit Gleichung (2.25) oder an HUANG ET AL. mit Gleichung (2.27) formulierten sie die entsprechende Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Ausziehversuche mit einer schwellenden Vorbelastung nach Gleichung (3.53).

$$\tau_n(s) = \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s - s_{r,n-1}}{s_1} \right)^{\alpha_n} \quad (3.53)$$

mit

$$s_{r,n} = s_{r,1} \cdot n^{0,098} \quad (3.54)$$

$$\alpha_n = \alpha \cdot n^K \quad \text{mit } K = -0,092 \cdot (\tau_{\max} / \tau_{\text{ult}}) \quad (3.55)$$

$$s_{r,1} = s_0 \cdot \left[-(\tau_{\max} / \tau_{\text{ult}})^2 + 2 \cdot (\tau_{\max} / \tau_{\text{ult}}) \right] \quad (3.56)$$

Die Größen $s_{r,n-1}$, $s_{r,n}$ und $s_{r,1}$ entsprechen den Werten für den Restschlupf nach $n-1$, n und $n = 1$ Lastwechseln Vorbelastung.

ZANUY ET AL. [239] griffen die Gedanken von SIPPEL auf und überarbeiteten seinen Vorschlag bezüglich des Exponenten b im Ansatz für das Schlupfwachstum. Die mit zunehmendem Spannungsverhältnis von SIPPEL vorgeschlagene bi-lineare Zunahme des Exponenten modifizierten sie gemäß Gleichung (3.57), vgl. Bild 3.50.

$$\begin{aligned} b &= 0,107 & \tau_{\max} / \tau_{\text{ult}} < 0,51 \\ b &= 0,447 \cdot (\tau_{\max} / \tau_{\text{ult}})^{2,132} & \tau_{\max} / \tau_{\text{ult}} \geq 0,51 \end{aligned} \quad (3.57)$$

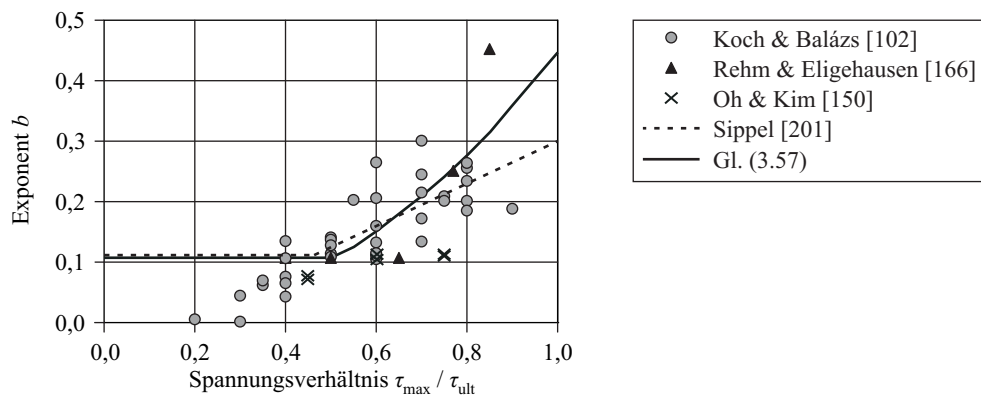


Bild 3.50: Exponent b , ZANUY ET AL. [239]

MAURER ET AL. [131] untersuchten die Unterschiede in der Ermüdungsfestigkeit zwischen einbetonierten und freien Betonstählen (siehe Abschnitt 3.2). Die zyklische Belastung wurde beidseitig auf die Stirnseiten des Betonprismas aufgebracht. Die Kerbe in Probekörpermitte bewirkte einen Spalt, dessen Breite über die Versuchsdauer gemessen wurde. Bild 3.51 zeigt den Zusammenhang zwischen Spaltbreite (prozentuale Angabe) und Lastwechselzahl für verschiedene Betonfestigkeiten. Die Betonzylinderhälften können jeweils als Ausziehkörper aufgefasst werden, so dass die Änderung der Spaltbreite der Summe des jeweils am belasteten Ende gemessenen Schlupfes entspricht. Da jedoch der Schlupf der unbelasteten Seite unbekannt ist, ist leider eine Aussage über die Schlupfdifferenzentwicklung nicht möglich. Damit kann nicht eindeutig geklärt werden, ob die Zunahme der Spaltbreite

aus der Auflösung der Verbundzone oder aus der Zunahme des absoluten Schlupfes (bei gleichbleibender Schlupfdifferenz zwischen beiden Seiten) resultiert.

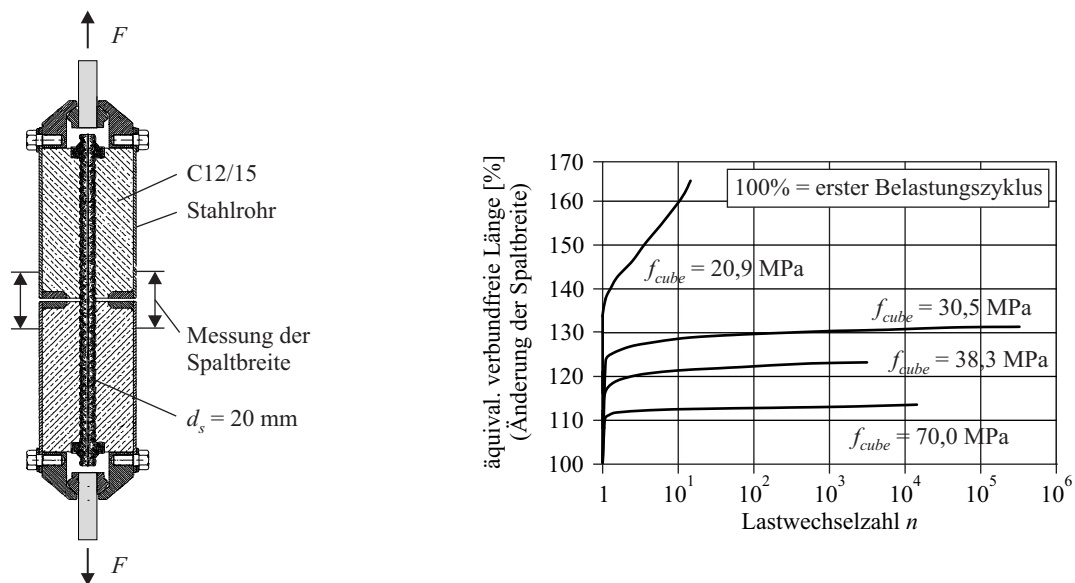


Bild 3.51: Versuche von MAURER ET AL. [131]

3.5 Zusammenfassung

Der Ermüdungswiderstand einer Stahlbetonkonstruktion setzt sich aus der Ermüdungsfestigkeit der beteiligten Baustoffe und ihres Verbundes zusammen. Bei der Bauteilbemessung werden die Nachweise gegen Ermüdung für Betonstahl und Beton bisher getrennt geführt. Ein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes ist normativ bislang nicht vorgesehen.

Da die ermüdungsrelevanten Einwirkungen auf die jeweiligen Bauteile nur schwer zu quantifizieren sind, wird auf einstufige Wöhlerversuche mit konstanten Spannungsschwingbreiten zurückgegriffen. Die daraus abgeleiteten Wöhlerlinien für die Ermüdung von Stahl und Beton stellen die Grundlage der Nachweisführung dar. Das gemeinsame Bemessungsziel besteht im Erreichen der Bemessungsgrenze von 1 Mio. Lastwechseln ohne Ermüdungsbruch. Allerdings unterscheiden sich die analytischen Formulierungen für die Verläufe der Wöhlerlinien von Stahl und Beton erheblich. Während die ausgeprägte Abhängigkeit der Betonermüdung vom Belastungshorizont (Mittelspannungsabhängigkeit) auch nachweisteknisch Beachtung findet, werden bei der Ermüdung von Betonstahl ausschließlich die aufgetragten Spannungsschwingbreiten berücksichtigt.

Auch wenn die bisherigen Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten des Verbundes noch nicht in einem Bemessungsnachweis mündeten, so konnten mit der fortlaufend präzisierten Beschreibung der Schlupfentwicklung unter schwellender Ausziehlast und der Auftragung erster Wöhlerlinien wichtige Vorarbeiten geleistet werden. Anhand der vorgestellten Forschungsergebnisse zur Verbundermüdung kann festgestellt werden, dass bisher zumeist die Art der Belastung im Vordergrund der Betrachtungen stand. Gezielte Untersuchungen zu spezifischen, den Verbund beeinflussenden Parametern, wie sie häufig an statischen Versuchen vorgenommen wurden, scheint es nur punktuell zu geben. Neben einer ganzen Reihe von hier nicht näher erörterten Einflussgrößen wurde insbesondere der praxisrelevante Fall des durch Querkraft verursachten Vorhandenseins von Längsrissen entlang des zyklisch belasteten Bewehrungsstabes noch nicht untersucht.

4 Durchgeführte Versuche

4.1 Versuchsprogramm

Um die Auswirkungen der Kombination von Querzug und Ermüdungsbeanspruchung auf den Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl näher zu untersuchen, wurde mit finanzieller Unterstützung der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG)¹³ am Institut für Massivbau der TU Dresden ein entsprechendes Versuchsprogramm durchgeführt. Die dazu erforderlichen, experimentellen Untersuchungen fanden im Otto-Mohr-Laboratorium (OML) statt. Hauptbestandteil waren Versuche an speziell entwickelten Ausziehkörpern mit einem vorgegebenen Längsriss entlang des Bewehrungsstabes, welcher einer schwelenden Ausziehbelastung ausgesetzt wurde.

Das Versuchsprogramm umfasste die Untersuchung von zwei Schwingbreiten mit insgesamt vier verschiedenen Schwingspielen (Bild 4.1). Um einen sinnvollen Zusammenhang zu realen Belastungssituationen herzustellen, wurden die Belastungsschwingspiele der Verbundzone bzw. des auszuziehenden Stabes nicht über Verbundspannungen, sondern in Abhängigkeit von Stahlspannungen formuliert.

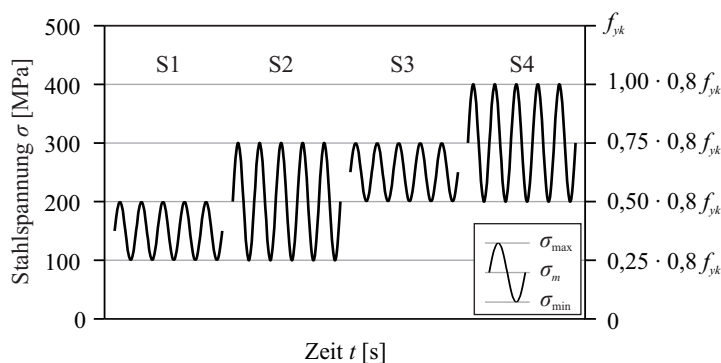


Bild 4.1: Untersuchte Schwingspiele

Die Schwingbreiten der Stahlspannung orientieren sich einerseits mit $\Delta\sigma = 200$ MPa an den zulässigen Grenzschnittdauern für den Nachweis der Stahlermüdung (DIN 1045-1:2001-07 [43] mit $\Delta\sigma_R = 195$ MPa bzw. CEB-FIP MODEL CODE 90 [28] mit $\Delta\sigma_R = 210$ MPa) sowie andererseits mit $\Delta\sigma = 100$ MPa an der oberen Grenze der vereinfachten Ermüdungsnachweise für den Bewehrungsstahl (DIN 1045-1 mit 70 MPa bzw. CEB-FIP MODEL CODE 90 mit 109 MPa). Die Wahl der Spannungsschwingbreiten wird zudem durch Bemessungsergebnisse für befahrene Hofkellerdecken nach ZILCH & METHNER [242] von $\Delta\sigma = 195,1$ MPa aber auch durch vorgenommene Langzeitmessungen an Brücken in Frankreich mit $\Delta\sigma = 30 \dots 120$ MPa (vgl. SCHLÄFLI [190]) gestützt.

Für die zyklischen Ausziehversuche wurde eine Grenzlasterwechselzahl von 1 Mio. Lastwechsel angestrebt, die das Erreichen der technischen Dauerschwingfestigkeit beschreibt. Die größte Oberspannung von 400 MPa ergibt sich gemäß DIN 1045-1 aus dem Nachweis der Grenzzugspannungen unter Gebrauchsbedingungen.

¹³ Forschungsvorhaben: „Die Auswirkungen der Kombination von Querzug und Ermüdungsbeanspruchung auf den Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl“, DFG-Geschäftszeichen: CU 37/8-1 und CU 37/8-2

Die zu untersuchenden Schwingspiele wurden mit Längsrissbreiten infolge einer Querkzugbelastung von $w = 0,1$ mm, $w = 0,2$ mm und $w = 0,3$ mm sowie ohne Querkzug ($w = 0,0$ mm) kombiniert. Diese Untersuchungen erfolgten neben zwei normalfesten Betonarten (Beton A und B) auch für einen hochfesten Beton (Beton C). Die Tabellen 4.1 bis 4.3 zeigen die durchgeführten Versuchsserien. Diese bestehen in der Regel jeweils aus drei zyklisch belasteten Versuchen, welche durch einen statischen Vergleichsversuch ergänzt wurden.

Die Bezeichnung der Serien erfolgt nach folgendem Schema:

1. Stelle: Betonart (A bis C)
2. Stelle: Schwingspiel (1 bis 4) für Schwingspiel S1 bis S4
3. Stelle: Rissbreite (0 bis 3) für $w = 0,0$ mm bis $0,3$ mm
4. Stelle: ggf. zusätzliche Serie (2×) bzw. (a/b)

Tabelle 4.1: Versuchsserien, Beton A

Schwing- spiel	Stahlspannung σ [MPa]				Rissbreite w [mm]			
	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_m	$\Delta\sigma$	0,0	0,1	0,2	0,3
S1	100	200	150	100	A10 (2×)	A11	A12	A13
S2	100	300	200	200	A20 (2×)	A21 (2×)	A22 (2×)	A23
S3	200	300	250	100	A30	A31	A32 (2×)	A33
S4	200	400	300	200	A40 (2×)	A41 (2×)	A42 (2×)	A43 (2×)

Tabelle 4.2: Versuchsserien, Beton B

Schwing- spiel	Stahlspannung σ [MPa]				Rissbreite w [mm]			
	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_m	$\Delta\sigma$	0,0	0,1	0,2	0,3
S3	200	300	250	100	B30	B31	B32	B33

Tabelle 4.3: Versuchsserien, Beton C

Schwing- spiel	Stahlspannung σ [MPa]				Rissbreite w [mm]			
	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_m	$\Delta\sigma$	0,0	0,1	0,2	0,3
S1	100	200	150	100	C10	C11	C12	C13
S2	100	300	200	200	C20	C21	C22	C23
S3	200	300	250	100	C30	C31	C32	C33
S4	200	400	300	200	C40	C41	C42	C43

Zusätzlich wurden in den Serien A5 (2×), B5, und C5 (2×) ausschließlich statische Versuche durchgeführt, um eine befriedigende Datengrundlage für den Vergleich des Querkzugeinflusses in statischen und zyklischen Versuchen zu erzeugen. Für jede Serie wurden anhand von Standardprüfungen alle relevanten Betonparameter ermittelt (siehe Abschnitt 4.4.1).

Für einige Versuchsserien mit dem Beton A erfolgte eine Wiederholung. Dies geschah zum einen, um den stark streuenden Prozess des Verbundversagens, insbesondere im Schwingspiel S4, vor dem Erreichen der Grenze von 1 Mio. Lastwechsel noch genauer untersuchen zu können. Zum anderen sollte überprüft werden, inwieweit die Versuchsergebnisse durch die Verwendung unterschiedlicher Stahlchargen beeinflusst würden (siehe Abschnitt 4.4.2). Die Versuche mit dem Beton B erfolgten repräsentativ für das Schwingspiel S3, bei dem das Auftreten von Stahlermüdung oder Verbundversagen ausgeschlossen werden konnte.

4.2 Probekörper

In Bild 4.2 ist der verwendete Ausziehkörper mit einer langen Verbundlänge von $10 d_s$ dargestellt. Es handelt sich um ein Betonprisma mit den Abmessungen $300 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$, bei dem eine Einschnürung in Höhe des auszuziehenden Bewehrungsstabes BSt 500 S (B500A) mit dem Durchmesser von $d_s = 16 \text{ mm}$ die Sollbruchstelle für einen Einzelriss vorgibt. Die Einschnürung erfolgt über zwei beidseitig angeordnete Kerbbleche, die eine Verringerung der Bruttoquerschnittsfläche auf rund 62,5% bewirken. Vier symmetrisch eingelegte Betonstähle SAS 500 mit Gewinderippung und einem Durchmesser von 14 mm dienen zur Eintragung der für die Erzeugung der gewünschten Längsrisssbreite notwendigen Querkzugbelastung.

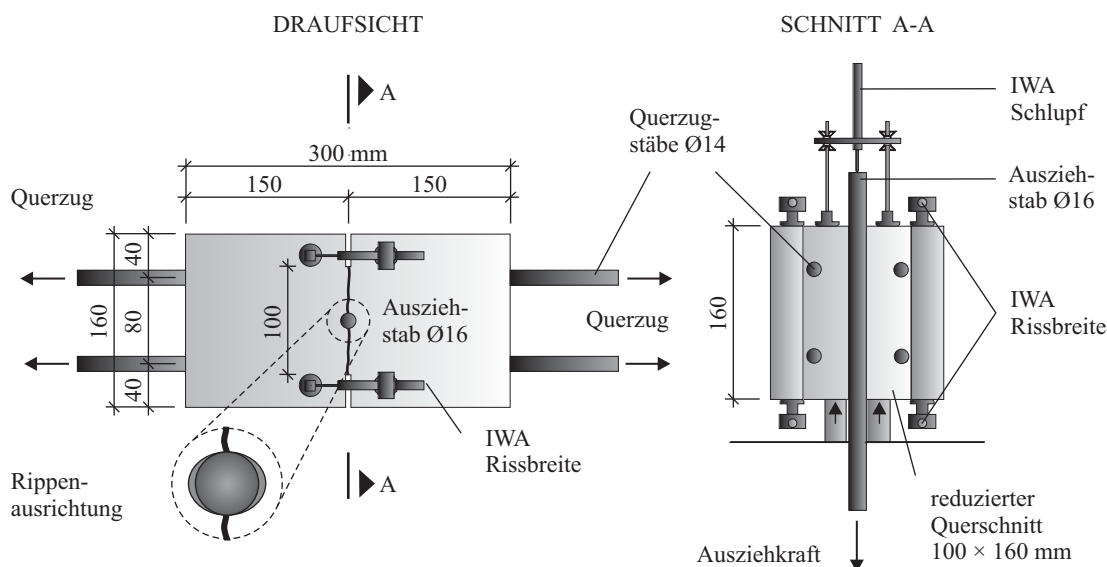


Bild 4.2: Verwendeter Versuchskörper

Bereits VERDERAME ET AL. [225] wiesen darauf hin, dass eine Vielzahl von statischen und zyklischen Verbunduntersuchungen der Vergangenheit auf einer Verbundlänge von $10 d_s$ beruht. Darüber hinaus konnte festgestellt werden (LINDORF [117]), dass die Bemessungswerte der Verbundspannung in DIN 1045-1 und CEB-FIP MODEL CODE 90 aus statischen Versuchen mit Verbundlängen von $10 d_s$ abgeleitet wurden. Die Ausrichtung der Rippen erfolgte in Übereinstimmung mit den Untersuchungen von GAMBAROVA ET AL. [74], [76] und IDDA [95] stets in Richtung des aufgetragenen Querkuges.

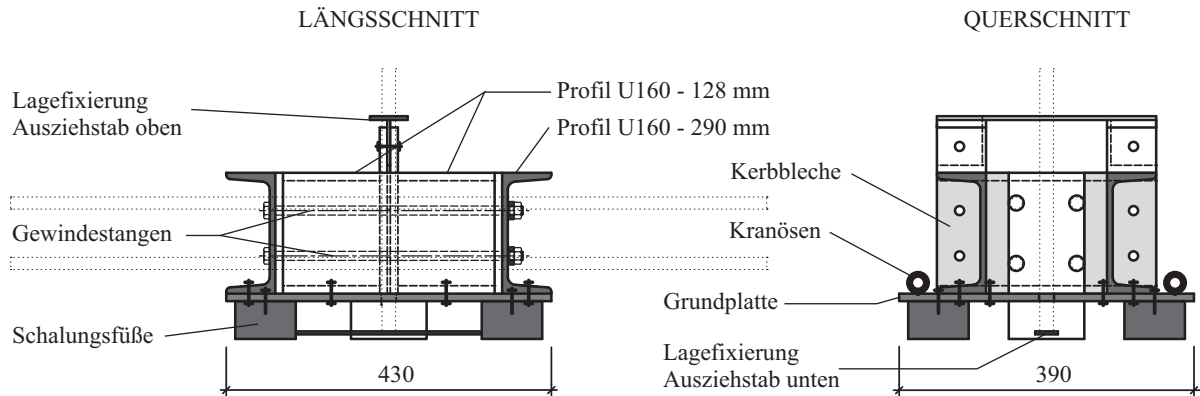


Bild 4.3: Verwendete Schalung

Für die Betonage der Probekörper wurde eine spezielle Schalung entwickelt (Bild 4.3) und in vierfacher Ausfertigung beschafft. Sie bestand aus einer Grundplatte, auf der sechs U-Profile mit einer Höhe von 160 mm aufgeschraubt waren. Die Besonderheit lag darin, dass der Probekörper nur zwei Seiten besaß, aus denen keine Bewehrungsstäbe herausstraten. Somit mussten an den zwei Stirnseiten der Schalung Öffnungen vorgesehen werden. Der vertikal ausgerichtete Ausziehstab wurde auf der Ober- und Unterseite der Schalung mittels rahmenartiger Konstruktionen fixiert. Durch die vier Füße der Schalung war es möglich, die Schalung auf den Rütteltisch zu heben. Die Querschnittseinschnürung entlang des Ausziehstabes bildeten vertikal angeordnete, flache Stahlbleche, welche über die zweiteiligen U-Profile auf jeder Seite eingespannt waren.



Bild 4.4: Betonage und Lagerung der Probekörper

In Tabelle 4.4 sind die Betonrezepturen der drei verwendeten Betone aufgeführt. Die Mittelwerte der experimentell ermittelten Betonkenndaten können dem Abschnitt 4.4.1 entnommen werden. Nach dem Einbau der fünf Stahlstäbe pro Schalung und der Abdichtung der Austrittsstellen wurde der Beton vertikal, in Richtung des ausziehenden Stabes eingebracht. Anschließend mussten alle vier Schalungen zum Verdichten des Betons nacheinander für 60 Sekunden auf den Rütteltisch gehoben und bündig abgezogen werden. Dies erforderte eine erhöhte Aufmerksamkeit, da die abgezogene Probekörperseite im Versuch als Auflagerfläche dienen sollte.

Tabelle 4.4: Betonrezepturen pro m³

Zugabe	Betonart		
	Beton A	Beton B	Beton C
Zement 32,5 R	366,7 kg	-	-
Zement 42,5 R	-	380,1 kg	521,4 kg
Mikrosilika	-	-	89,7 kg
Sand 0/2	868,3 kg	701,4 kg	637,6 kg
Kies 2/8	868,3 kg	648,0 kg	419,7 kg
Kies 8/16	-	449,8 kg	620,5 kg
Fließmittel	-	-	19,895 kg
Wasser	210,8 l	182,4 l	102,2 l
w/z	0,57	0,48	0,28

Alle Versuchskörper wurden nach dem Ausschalen sieben Tage lang unter feuchten Tüchern gelagert und anschließend in der Versuchshalle aufbewahrt (Bild 4.4). Das Gleiche galt für die Probekörper, welche für die Standardversuche zur Ermittlung der Materialkennwerte vorgesehen waren. Diese als sogenannte Trockenlagerung bezeichneten Lagerungsbedingungen werden unter anderem in DIN EN 12390-2 [51], Anlage NA geregelt.

4.3 Versuchsstand

Die hochzyklischen Versuche wurden in einem hydraulischen Prüfrahmen (Schenk Hydropuls SINUS 250) für zyklische Lasten bis zu 250 kN durchgeführt (Bild 4.5). Die Dauer eines zyklischen Versuches betrug bei 1 Mio. Lastwechseln mit einer Frequenz von 5 Hz etwa zweieinhalb Tage. Der Probekörper lag zur Vermeidung von Zwängungen auf einer Kalotte auf. Den möglichen Effekten durch eine Querdehnungsbehinderung des Betons im Lasteinleitungsbereich wurde mit einer elastischen Auflagerung mittels Gummieinlage begegnet.

Der Schlupf des ausziehenden Stabes wurde über induktive Wegaufnehmer (IWA) sowohl am belasteten als auch unbelasteten Stabende gemessen. Während der am unbelasteten Ende in einer Dreibeinhalterung eingespannte IWA (Messbereich 5,0 mm) die Verschiebung zwischen Betonoberseite und Stirnfläche des Ausziehstabes direkt aufnahm, erfolgte die Schlupfmessung der belasteten Seite über zwei mittels Traverse am Stab befestigter IWA (Messbereich 5,0 mm) unterhalb der Auflagerkonstruktion (Bild 4.5). Der Abstand zwischen der Traverse und der Unterseite des Probekörpers betrug 282 mm.

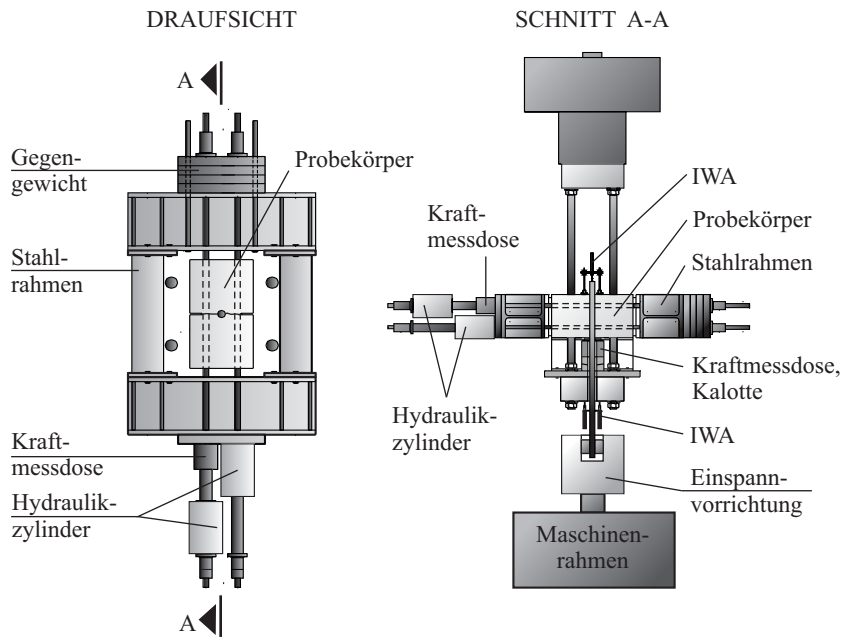


Bild 4.5: Versuchsstand

Auf der Ober- und Unterseite des Probekörpers waren insgesamt weitere vier IWA (Messbereich 1,0 mm) zur Rissbreitenmessung angeordnet. Über die gemessenen Verformungen wurde einerseits die geplante Startrissbreite eingestellt und andererseits die Rissbreitenentwicklung während des Versuches aufgenommen.

Die Einleitung der erforderlichen Querkzugbelastung in die Querstäbe erfolgte mittels Hohlkolbenzylinder (maximale Zylinderkraft 100 kN) über einen separaten, horizontal liegenden Stahlrahmen. Die Zylinder belasteten jeden Querkzugstab einzeln, so dass eine gleichmäßige Kraftverteilung auf alle vier Querstäbe gewährleistet wurde. Die Querkzugbelastung blieb während des gesamten Versuches konstant, womit sie den Belastungsverhältnissen in den eingangs beschriebenen Bauteilen entsprach.

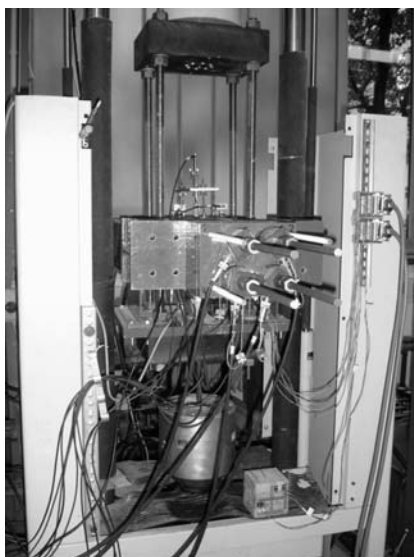


Bild 4.6: Fotos vom Versuchsstand

Das Belastungsschema ist in Bild 4.7 dargestellt. Zunächst wurde die Querkzugbelastung bis zum gewünschten Lastniveau (Startrissbreite) handgesteuert aufgebracht (I). Bei konstantem Querkzug begann danach der Auszug des Stahlstabes. Bis zum Erreichen der Mittelspannung wurde die Belastung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 500 N/s gesteigert (II). Es folgten die einstufigen, sinusförmigen Lastwechsel mit einer Frequenz von 5 Hz. Um ein ruckartiges Einschwingen zu vermeiden, waren bis zum Erreichen der vollen Spannungsschwingbreite fünf Stufen mit steigenden Amplituden (Aufblenden) zu je fünf Lastwechseln erforderlich (III). Trat während der 1 Mio. Lastwechsel kein Ausziehversagen auf (IV), wurde nach Möglichkeit die Resttragfähigkeit des Versuchskörpers im statischen Ausziehversuch bestimmt (V).

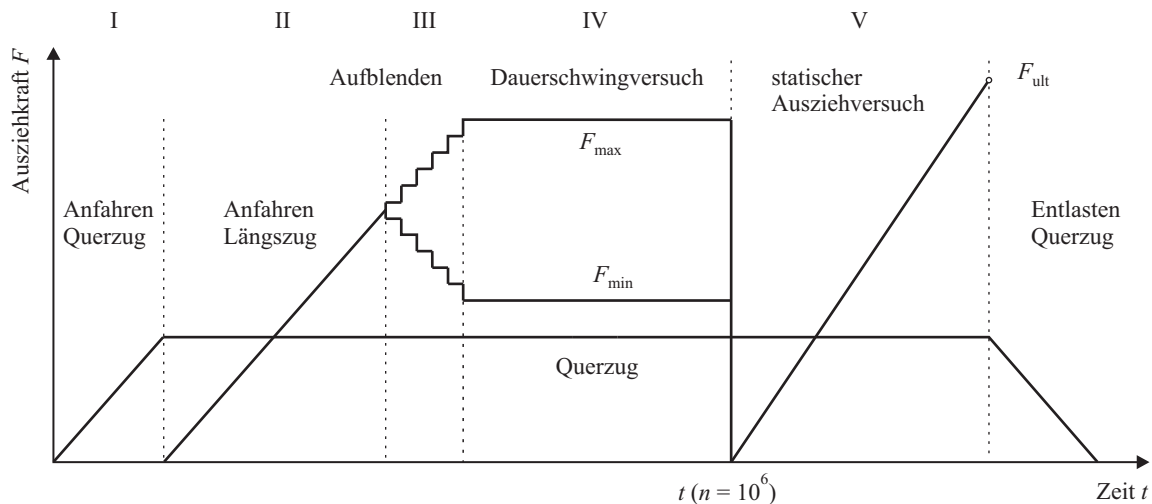


Bild 4.7: Belastungsschema

Die Datenaufnahme für die zyklisch belasteten Versuche erfolgte gemäß Tabelle 4.5 in fünf verschiedenen Messphasen. Das Anfahren des Querkzuges bis zum Erreichen der Startrissbreite wurde mit einer Dauermessung begleitet. Danach fand eine Umstellung des Messsystems (MGC plus) auf periodische Messungen statt. Entsprechend den zu erwartenden Ermüdungsphasen (vgl. Bild 3.37) wurde eine Abstufung der Messintervalle gewählt, so dass im Bereich der linearen Schlupfentwicklung die Messwertanzahl auf ein beherrschbares Maß verringert werden konnte. Wenn möglich, schloss sich danach analog den statischen Versuchen eine kontinuierliche Dauermessung zur Bestimmung der Resttragfähigkeit an.

Tabelle 4.5: Messphasen der zyklischen Versuche

Nr.	Messung	Perioden-dauer	Messrate	Messintervalle	Phase	Belastung
1	kontinuierlich	-	5 Hz	-	Rissweiteneinstellung	I
2	periodisch	2 s	50 Hz	jede Periode	$n = 0 \dots 2 \cdot 10^3$	II + III
3	periodisch	2 s	50 Hz	alle 10 Perioden	$n = 2 \cdot 10^3 \dots 10^4$	IV
4	periodisch	2 s	50 Hz	alle 100 Perioden	$n = 10^4 \dots 10^6$	IV
5	kontinuierlich	-	5 Hz	-	Resttragfähigkeit	V

4.4 Materialprüfungen

4.4.1 Beton

Zur Bestimmung der Materialeigenschaften des verwendeten Betons wurden begleitend zu den Versuchen sogenannte Standardprüfungen durchgeführt. Ermittelt wurden folgende Werte als Mittelwerte von jeweils drei Probekörpern:

- Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ nach EN 12390-3 [52]; Trockenlagerung,
- Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ nach EN 12390-3; Trockenlagerung,
- Elastizitätsmodul E_c nach DIN 1048-5 [45]; Trockenlagerung,
- Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ nach EN 12390-6 [53], Anlage A; abweichend Trockenlagerung.

Die Prüfung des ersten Ausziehkörpers begann im Allgemeinen nach 28 Tagen. Die verbleibenden drei Ausziehversuche schlossen sich innerhalb der nächsten Wochen an. Bei denjenigen Versuchsreihen, die erst zu einem späteren Zeitpunkt begannen, wurden die Standardprüfungen am Tage des ersten Ausziehversuchs durchgeführt. Die Prüfung der Spaltzugfestigkeit fand nicht nur zum Zeitpunkt des ersten Ausziehversuchs, sondern zusätzlich jeweils zu Beginn der Versuche zwei bis vier statt. Die Tabelle 4.6 enthält die Mittelwerte der Betonkennzahlen für die drei verwendeten Betone. Die Einzelwerte der untersuchten Serien können dem Anhang A1 entnommen werden.

Tabelle 4.6: Mittelwerte der Betonkennzahlen

Betonsorte	Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ [MPa]	Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ [MPa]	Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ [MPa]	Verhältnis $f_{ctm,sp} / f_{cm,cube}$	Elastizitätsmodul E_{cm} [MPa]
Beton A	46,3	40,3	3,0	0,065	31 800
Beton B	55,0	46,2	3,4	0,062	36 180
Beton C	75,7	58,7	4,5	0,059	33 900

Die Ermittlung der Betondruckfestigkeit erfolgte gemäß EN 12390-3 sowohl an Würfeln ($a = 150$ mm) als auch an Zylindern ($d = 150$, $h = 300$ mm). EN 12390-2 schreibt eine Feuchtlagerung der Probekörper bis zum Zeitpunkt der Prüfung nach 28 Tagen vor. Gemäß dem nationalen Anhang kann allerdings davon abweichend eine siebentägige Feuchtlagerung mit anschließender Trockenlagerung stattfinden. Die derart an Würfeln ermittelten Betondruckfestigkeiten sind nach DIN 1045-2 [44] gemäß Gleichung (4.1) umzurechnen.

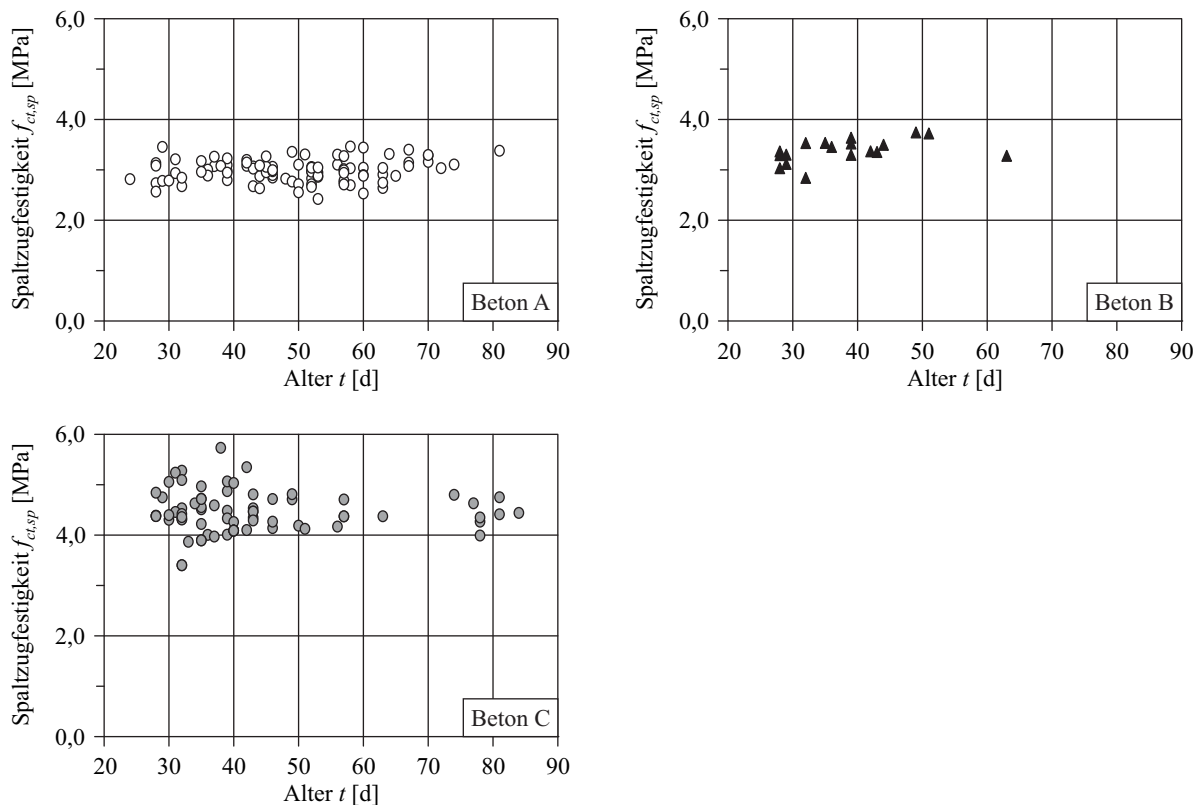
$$f_{c,cube} = 0,92 \cdot f_{c,dry} \quad (4.1)$$

Diese Beziehung gilt strenggenommen nur für die Umrechnung von Würfeldruckfestigkeiten. Vergleichbare Regelungen für Zylinder, welche aufgrund ihrer Oberfläche ein anderes Trocknungsverhalten aufweisen, sind nicht vorhanden. Um jedoch den charakteristischen Festigkeitswert analog zu den Würfeln aus dem 5%-Quantil der experimentell ermittelten Druckfestigkeiten ableiten zu können, wurde die Umrechnung gemäß Gleichung (4.1) näherungsweise auch auf die Zylinderdruckfestigkeiten angewandt. Tabelle 4.7 enthält die derart ermittelten charakteristischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten mit Angabe der sich daraus näherungsweise ergebenden Betonfestigkeitsklassen. Demnach lassen sich die Betone A und B in den Bereich der normalfesten Betonarten ($f_{ck} < 50$ MPa) einordnen. Der Beton C zählt zu den hochfesten Betonen ($f_{ck} > 50$ MPa).

Tabelle 4.7: Charakteristische Betonfestigkeiten

Betonart	Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ [MPa]	Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} [MPa]	Betonfestigkeitsklasse
Beton A	44,2	36,8	C35/45
Beton B	54,8	47,1	C45/55
Beton C	78,2	52,4	C55/67

Da nicht alle vier Versuche einer Serie zum gleichen Zeitpunkt durchgeführt werden konnten, wurde anhand der zu Beginn eines jeden Versuches geprüften Spaltzugfestigkeit der Einfluss des Betonalters kontrolliert. In Bild 4.8 sind die Ergebnisse der Spaltzugprüfung über dem Zeitraum zwischen Betongabe und Versuchsdurchführung aufgetragen. Ein ausgeprägter Einfluss des Betonalters konnte nicht festgestellt werden.

**Bild 4.8: Spaltzugfestigkeit mit steigendem Alter**

4.4.2 Betonstahl

Für die Ausziehversuche wurden stets handelsübliche, gerippte Bewehrungsstähle BSt 500 S (B500A) mit 16 mm Durchmesser verwendet. Aus organisatorischen Gründen konnten jedoch nicht alle benötigten Stähle zum gleichen Zeitpunkt beschafft werden, so dass drei verschiedene Bestellungen ausgelöst wurden. Die Stahleigenschaften der verwendeten Rippenstäbe BSt 500 S (B500A) sind in Tabelle 4.8 aufgeführt. Die experimentell bestimmten Geometriewerte der Stahloberfläche entsprechend DIN 488-2 [48] zeigt Tabelle 4.9.

Tabelle 4.8: Stahleigenschaften

Stahl	Nenndurchmesser d_s [mm]	Querschnittsfläche A_s [mm ²]	Stahlstreckgrenze f_y [MPa]	Stahlzugfestigkeit f_t [MPa]	Elastizitätsmodul E_s [MPa]
St 1	16	201,4	550,6	649,4	199.066
St 2	16	201,4	582,3	682,4	202.245
St 3	16	200,2	594,4	688,4	201.463

Tabelle 4.9: Stabgeometrie

Stahl	Seite	Rippenhöhe [mm]			Abstand c [mm]	Rippenwinkel [°]			rel. Rippenfläche f_R
		a_m	$a_{1/4}$	$a_{3/4}$		β_1	β_2	β_3	
St 1	1	1,11	0,83	0,96	9,3	-	-	61	0,068
	2	1,07	0,89	0,78	9,2	69	53	-	
St 2	1	1,36	1,06	1,11	10,1	-	-	56	0,090
	2	1,39	1,36	1,17	9,9	64	46	-	
St 3	1	1,54	1,22	1,24	9,9	-	-	56	0,090
	2	1,26	1,18	0,96	10,2	65	49	-	

Die genaue Zuordnung der eingesetzten Betonstahlchargen zu den geprüften Versuchsserien enthält der Anhang A1. Auf die Auswirkungen, die sich speziell aus den unterschiedlichen Werten für die bezogene Rippenfläche f_R ergeben, wird in Abschnitt 5.1.3 näher eingegangen.

4.5. Versuchsergebnisse

4.5.1 Statische Versuche

Neben den drei zyklischen Ausziehversuchen fand in jeder Versuchsserie zusätzlich ein statischer Test zum Vergleich statt. Ergänzt wurden diese Versuche durch die Serien A5a, A5b, B5, C5a und C5b, welche ausschließlich statische Tests beinhalteten. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen können durch charakteristische Verbundspannungen und Schlupfwerte ausgedrückt werden. Die Verbundspannung τ wird hierbei über die Verbundlänge l_b von 10 d_s gemittelt und kann mithilfe der Gleichung (4.2) direkt aus der Ausziehungskraft F bestimmt werden.

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_b} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma}{l_b} \quad (4.2)$$

Statische Ausziehversuche können prinzipiell entweder durch Scherbruch oder Spaltbruch versagen (siehe Abschnitt 2.2). Das vorzeitige Spaltbruchversagen, bei welchem davon ausgegangen wird, dass die sich ausbildenden Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten, kann durch eine ausreichende Umschnürung, z. B. durch die Einlage einer Querbewehrung, vermieden werden. Die kleinste bezogene Betondeckung der vorliegenden Probekörper beträgt $c/d_s \approx 2,6$. Bei den unter Querkzug geprüften Ausziehversuchen sind bereits zu Beginn der Ausziehbelastung entsprechende, die Betondeckung aufspaltende Längsrisse vorhanden. Die Ausbildung eines klassischen, schlagartigen Spaltbruchversagens kann hier somit nicht auftreten.

Damit ist plausibel, warum sämtliche Versuche über das Erreichen der maximalen Verbundspannung hinaus typische Kurvenverläufe eines Scherbruchversagens mit kontinuierlichem Stabauszug aufweisen (siehe Anhang A2). Trotzdem können auf dem absteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zwei unterschiedliche Verläufe in Abhängigkeit von der Verbundqualität beobachtet werden (Bild 4.9a). Versuche mit vergleichsweise steifen Verbundeigenschaften, das heißt mit hoher Betonfestigkeit und geringem Querzug, versagten häufig durch einen Betonbruch, der mit einem vertikalen Spaltriss parallel zu den Querzugstäben einherging (Bild 4.9b). Mit steigendem Querzug und sinkender Betonfestigkeit war dieses Verhalten jedoch weniger stark ausgeprägt.

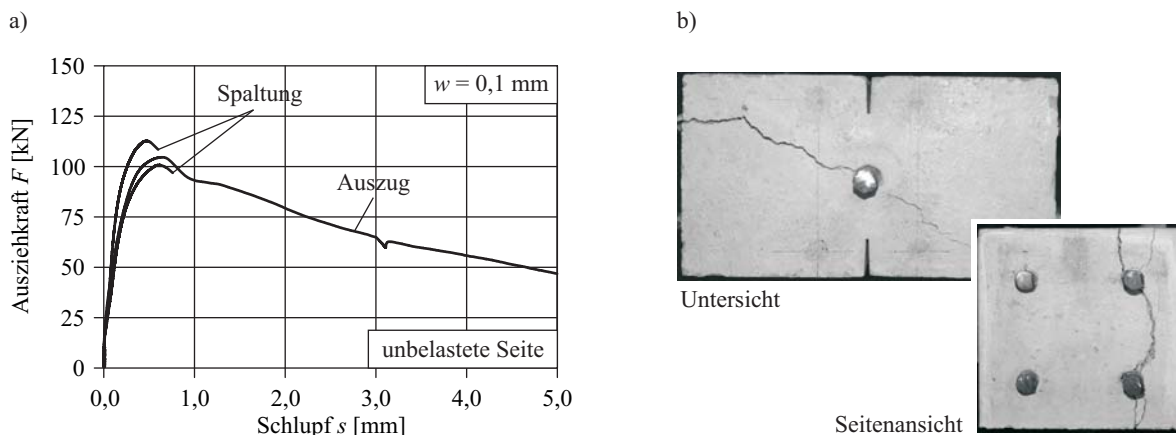


Bild 4.9: Spaltung nach dem Überschreiten der maximalen Verbundspannung

Für die Analyse und Bewertung der in Abhängigkeit der Rissbreite ermittelten Ausziehungskraft-Schlupf-Beziehungen (siehe Anhang A2) wurden ausgewählte charakteristische Werte herangezogen. Die entsprechenden Tabellen im Anhang A2 geben die Einzel- und Mittelwerte für die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von $s = 0,1$ mm, die maximale Verbundspannung τ_{ult} und den zugehörigen Schlupf s_{ult} der statischen Ausziehversuche an.

Der Einfluss des Querzuges ist hierbei den Untersuchungen von IDDA [63], [64], [95] bzw. GAMBAROVA ET AL. [75], [74], [76] vergleichbar. Steigender Querzug und daraus folgende Längsrissbreiten führen zu einer deutlichen Verschlechterung des Verbundes und damit zum Absinken der übertragbaren Verbundspannungen (Bild 4.10). Unter Gebrauchsbedingungen treten zwischen Beton und Stahl aufgrund der Rissbreitenbeschränkung nur geringe Relativverschiebungen ($s < 0,2$ mm) auf. Deswegen ist es erforderlich, neben den maximalen Verbundspannungen τ_{ult} insbesondere die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ genauer zu untersuchen. Dabei kann festgestellt werden, dass der bei kleinen Relativverschiebungen aktivierte Verbundwiderstand vom Querzug stärker beeinflusst wird als die maximale Verbundtragfähigkeit bzw. die maximale Verbundspannung.

Ein für die drei verwendeten Betonarten durchgeführter Vergleich zeigt, dass die mit wachsender Rissbreite einhergehende Abnahme der Verbundspannungen von der Betonfestigkeit unbeeinflusst zu bleiben scheint. Der Grad der Abnahme ist sowohl für die Verbundspannungen τ_{ult} als auch $\tau_{0,1}$ vom Beton unabhängig. Für den Vergleich in Bild 4.10 wurden die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ und τ_{ult} entsprechend den Gleichungen (2.43) und (2.44) auf die mittlere Betondruckfestigkeit bzw. die quadrierte Kubikwurzel der Betondruckfestigkeit bezogen. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass gemäß Bild 2.60 die lineare Beziehung $\tau_{ult} \sim f_{cm}^{2/3}$ für den hochfesten Beton C nur als Näherung gelten kann (siehe Abschnitt 2.4.2).

Sowohl die maximalen Verbundspannungen τ_{ult} als auch die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ unterliegen einer gewissen Streuung, wobei die der Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ wesentlich größer ausfällt. Diese Beobachtung deckt sich mit der Aussage von REHM [159], wonach nicht erwartet werden kann, dass selbst mit gleichem Beton und gleichartigem Stahl hergestellte und unter gleichen Bedingungen durchgeführte Versuche immer zu exakt den gleichen Ergebnissen führen. Aufgrund der Tatsache, dass die Prüfung des Verformungsverhaltens in einem für den Beton mikroskopisch kleinen Bereich unter Teilflächen-

belastung erfolgt, ist seiner Ansicht nach mit großen Streuungen zu rechnen, vor allem wenn die Ergebnisse bei kleinen Relativverschiebungen gemessen werden.

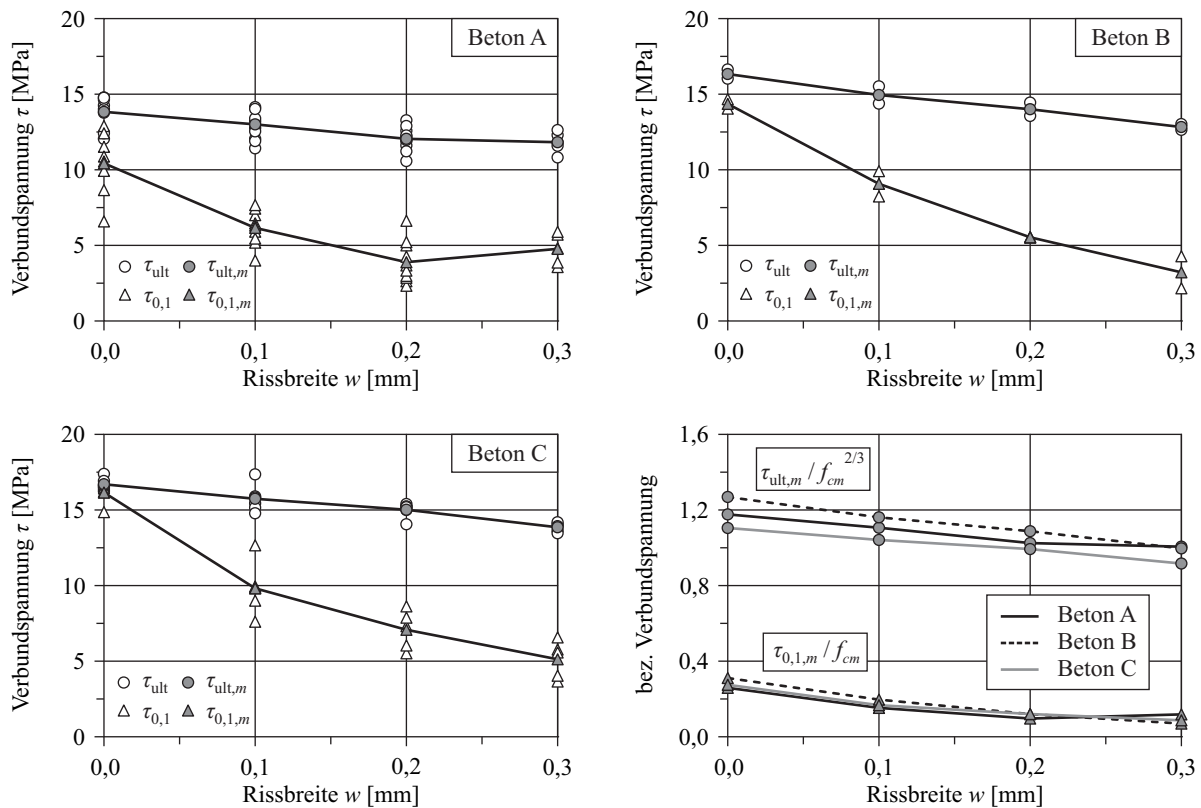


Bild 4.10: Einfluss der Rissbreite auf die Verbundspannung

Das Bild 4.11 zeigt einen Vergleich der mittleren Relativverschiebungen s_{ult} , die sich beim Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{ult} einstellen. Im Bereich bis zu einer Rissbreite von 0,2 mm ist ein deutlicher Anstieg der Werte zu verzeichnen. Der Verbund wird durch die Zunahme der Rissbreite „weicher“, was sich nicht nur in der Abnahme von τ_{ult} , sondern auch in der Zunahme von s_{ult} verdeutlicht. Diese an Versuchen mit einheitlich $f_R = 0,090$ festgestellte Beobachtung steht jedoch im Widerspruch zu den Ergebnissen von IDDA [95], welche eine Unabhängigkeit des Schlupfes s_{ult} von der Rissbreite ausweisen. Eine Begründung der Ergebnisse für die Rissbreite von 0,3 mm wäre genauso spekulativ, wie eine entsprechende Aussage zum Einfluss der Betonfestigkeit.

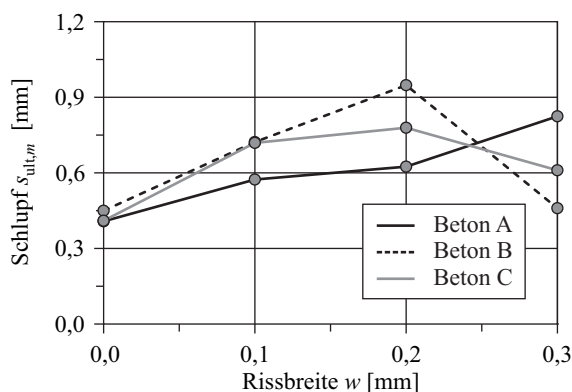


Bild 4.11: Einfluss der Rissbreite auf den Schlupf s_{ult}

Ziel der Untersuchungen war es nicht zuletzt, einen sinnvollen Bezug zu den in Kapitel 1 vorgestellten, realen Bauteilen zu schaffen. Das betraf vor allem die Art und Weise der quer zum Bewehrungsstahl aufgetragenen Belastung. So wurde darauf geachtet, dass die zur Erzeugung der jeweiligen Rissbreite erforderliche Querkraft über die Versuchsdauer konstant blieb. Der mit zunehmender Ausziehkraft ansteigenden Ringzugspannung wurde somit nicht entgegengewirkt. In Querrichtung überlagerte sich diese Ringzugspannung mit dem aufgetragenen Querkzug. Trotz des vorhandenen Risses konnte diese über die den Riss kreuzende Querbewehrung übertragen werden, was ein Auseinanderbrechen des Probekörpers verhinderte. Ähnliche Bedingungen liegen auch in realen Bauteilen vor: Es sind sowohl eine nahezu konstante, Längsrisserzeugende Querkzugbeanspruchung als auch eine den Riss überbrückende Querbewehrung vorhanden.

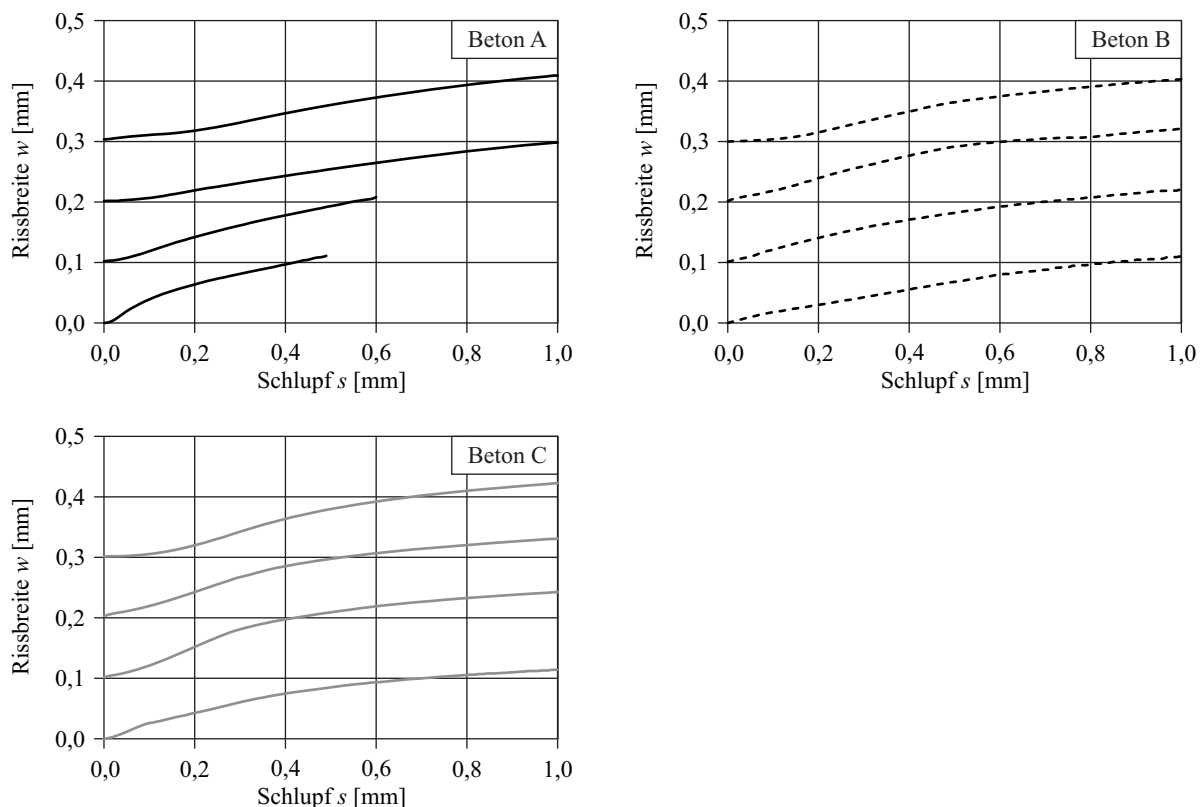


Bild 4.12: Mittlere Rissbreiten-Schlupf-Beziehungen bei statischer Belastung

Die Zunahme der Ringzugspannung infolge Ausziehbelastung führte zu einer weiteren Öffnung des voreingestellten Längsrisses. Dabei konnte ein direkter Zusammenhang zum aufgetragenen Schlupf beobachtet werden. In Bild 4.12 ist die Zunahme der mittleren Rissbreite mit steigendem Schlupf dargestellt. Hierbei handelt es sich um Mittelwertkurven aller statisch durchgeführten Versuche. Die einzelnen Rissbreiten-Schlupf-Beziehungen können dem Anhang A5 entnommen werden. Die Tatsache, dass sich die Aufweitung des Risses weder von der Ursprungsrissbreite noch von der Betonfestigkeit beeinflusst zeigt, lässt den Schluss zu, dass es sich bei der Rissöffnung um ein Phänomen vorrangig geometrischer Natur handelt.

Diese Aussage gilt ebenfalls für die Versuche ohne Querkzugbeanspruchung mit $w = 0,0$ mm. Die Versuchskörper wiesen keine Vorschädigung auf, so dass der einsetzende Stabauszug durch die sogleich auftretende Ringzugspannung einen Spaltbruch provozierte, der allerdings durch die Querbewehrung verhindert wurde. Trotzdem war eine Verformung messbar, die beim Erreichen des Schlupfes $s_{ult} \approx 0,45$ mm (vgl. Bild 4.11) höchstens den Wert von 0,1 mm erreichte.

4.5.2 Zyklische Versuche

Der Einfluss der zyklischen Belastung wird durch eine Zunahme des Schlupfes am unbelasteten Stabende mit zunehmender Lastwechselzahl sichtbar. Das Schlupfwachstum ist ein unumkehrbarer Prozess und führt nach dem Überschreiten eines kritischen Wertes zum Verbundversagen. Somit ist die Schlupfentwicklung unter zyklischer Belastung als Maß eines Schädigungsvorganges aufzufassen. In Bild 4.13 sind die gemessenen Abhängigkeiten zwischen Schlupf und Lastwechselzahl als Mittelwertkurven für alle zyklischen Ausziehversuche des Betons A dargestellt. Der Einfluss der Querkzugbelastung und der damit verbundenen Längsrissbreite wird in einer Verringerung der Verbundqualität deutlich. Mit zunehmender Rissbreite steigt sowohl der Startschlupf als auch das Schlupfwachstum, was den fortlaufenden Schädigungsvorgang letztendlich beschleunigt.

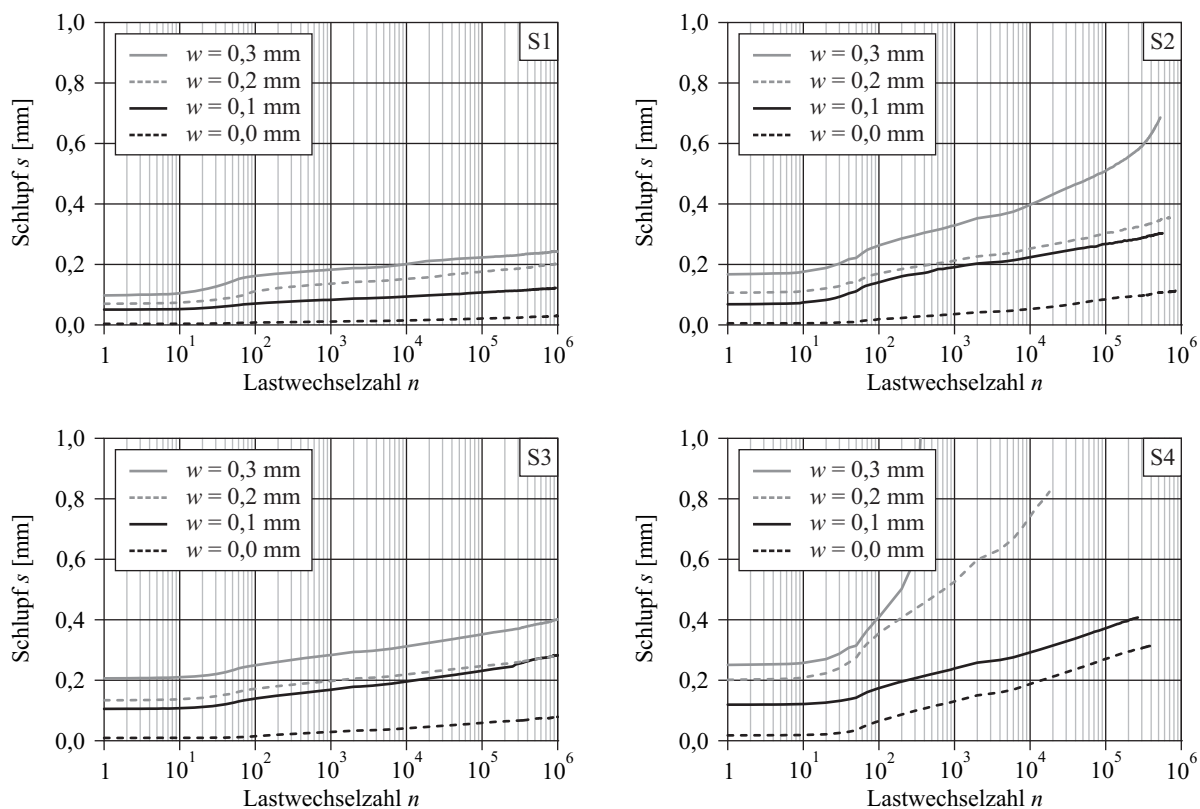


Bild 4.13: Mittelwertkurven des Schlupfwachstums, Beton A

Der Einfluss durch das Schwingenspiel zeigt sich in einer Abhängigkeit des Startschlupfes von der Höhe der Mittelspannung sowie in einer Abhängigkeit der Schlupfzuwachsrate von der Spannungsschwingbreite. Je höher die Mittelspannung σ_m des Schwingenspieles ist, desto höher ist der Startschlupf. Je größer die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ ist, desto stärker wächst der Schlupf.

Ein Versagen des Verbundes durch Stabauszug konnte nur für Versuche des Schwingenspiels S4 ($\sigma = 200 \dots 400$ MPa) mit Längsrissbreiten von 0,2 und 0,3 mm beobachtet werden. In den Versuchen des Schwingenspiels S2 ($\sigma = 100 \dots 300$ MPa) mit Rissen von 0,3 mm Breite wurden jedoch sehr große Schlupfwerte erreicht, so dass hier zumindest von einer Gefahr des Verbundversagens nach nur wenigen weiteren Lastwechseln auszugehen ist.

Bei den Versuchen mit der Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma = 200$ MPa (Schwingspiele S2 und S4) traten vermehrt Ermüdungsbrüche des Bewehrungsstabes vor dem Erreichen der 1 Mio. Lastwechsel auf. Dieses Ergebnis bestätigt die in DIN 1045-1 (08/2008) vorgenommene Verringerung der Dauerfestigkeitsgrenze für Bewehrungsstahl von 195 MPa auf 175 MPa. Gemäß EN 1992-1-1 (12/2004) [55] liegt dieser Wert bei $\Delta\sigma_R = 162,5$ MPa.

Die bereits an den Versuchen mit dem Beton A festgestellten Beobachtungen hinsichtlich des Quersuginflusses konnten mit der Versuchsreihe des Betons B bestätigt werden (Bild 4.14). Die Zunahme der Betonfestigkeit führt jedoch insgesamt zu geringeren Relativverschiebungen. Das betrifft wiederum sowohl den Startschlupf als auch das sich anschließende Schlupfwachstum. Alle zyklischen Versuche mit dem Beton B erreichten die Grenzlastwechselzahl von 1 Mio., ein Verbundversagen trat nicht auf.

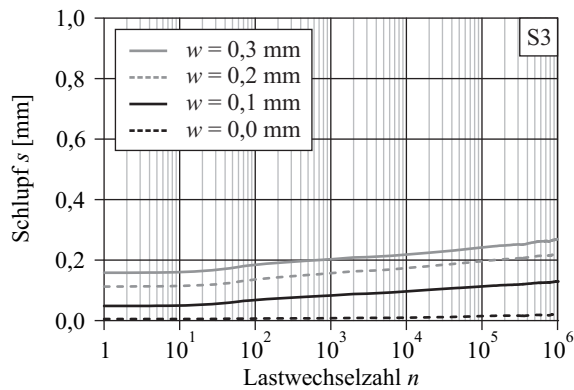


Bild 4.14: Mittelwertkurven des Schlupfwachstums, Beton B

Die Untersuchungen für hochfesten Beton (Beton C) zeigen deutlich, dass zwar einerseits vergleichsweise sehr geringe Schlupfzuwächse erreicht werden, andererseits aber der Einfluss der Längsrisbreite gegenüber der querzugfreien Belastung an Bedeutung gewinnt (Bild 4.15).

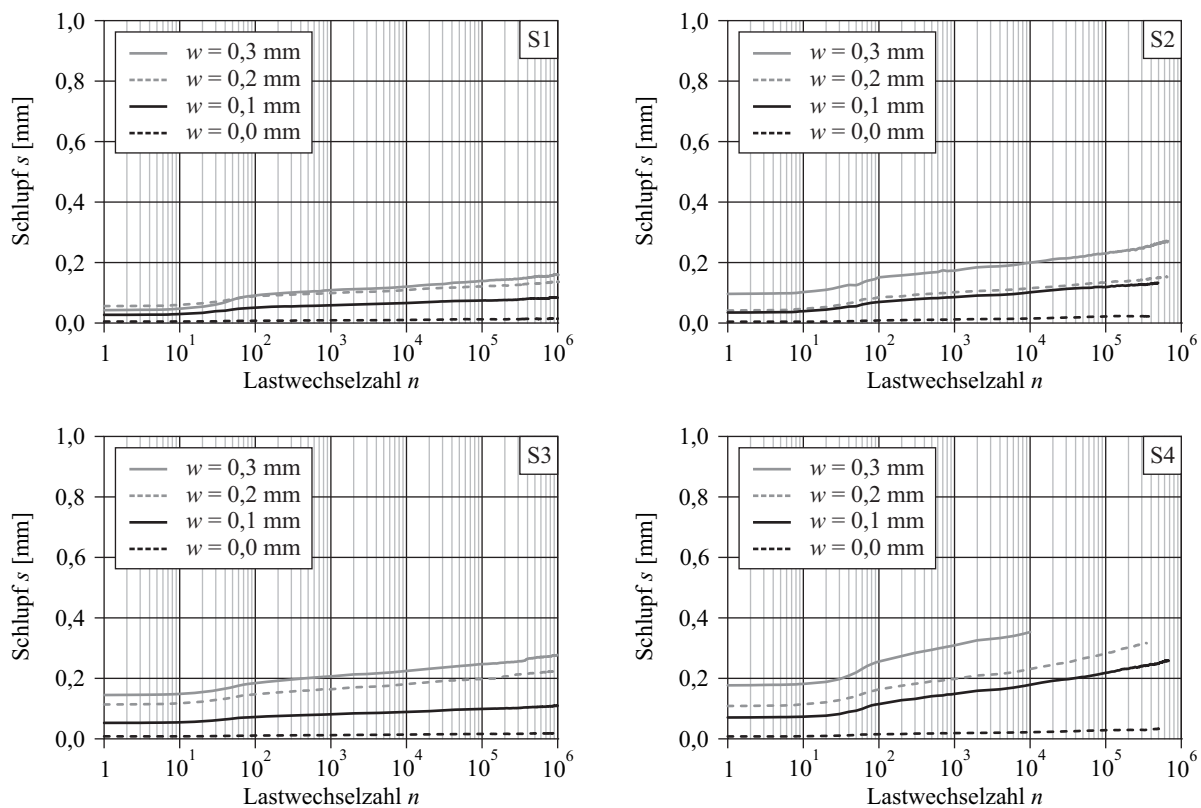


Bild 4.15: Mittelwertkurven des Schlupfwachstums, Beton C

Die Versuche mit dem Beton C wiesen in den Schwingspielen S2 und S4 wiederum verstärkt eine Ermüdung der Stahlbewehrung auf. Die Ermüdungsbrüche traten dabei willkürlich an einer Stelle im Bereich zwischen dem Auflager des Probekörpers und der Maschineneinspannung vom Rippenansatz ausgehend auf. Im Gegensatz zur bisherigen Annahme, dass sich die Ermüdung des Bewehrungsstahls weitgehend unabhängig von der Mittelspannung bzw. dem Spannungshorizont verhält (siehe Abschnitt 3.2), konnten beim Vorliegen gleicher Querkzugbedingungen im Schwingspiel S4 ($\sigma_m = 300$ MPa) gegenüber Schwingspiel S2 ($\sigma_m = 200$ MPa) deutlich kleinere Bruchlastwechselzahlen beobachtet werden (siehe Anhang A3).

Die gemessenen Schlupf-Lastwechsel-Beziehungen aller Einzelversuche sind in detaillierter Form im Anhang A3 angegeben. Der Vergleich zwischen dem normalfesten Beton A und dem hochfesten Beton C macht deutlich, dass die Verläufe der Schlupf-Lastwechsel-Kurven für gleiche Rissbreiten sehr unterschiedlich ausfallen. Die Kurven des Betons A verlaufen steiler als die des Betons C. Das heißt, dass die Schlupfzunahme des normalfesten Betons betragsmäßig größer ist. Für eine genauere Betrachtung wurde in Bild 4.16 der gemittelte Gesamtschlupf aus dem Startschlupf und dem Schlupfzuwachs beim Erreichen von 100.000 Lastwechseln auf die Werte ohne Querkzug bezogen. Der entstandene Quotient kann als bezogener Schlupf oder „Schlupferhöhungsfaktor“ betrachtet werden.

Es ist zu erkennen, dass der bezogene Schlupf in Abhängigkeit von der Längsrissbreite für den Beton C insbesondere bei hohen Mittelspannungen stärker ansteigt. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass die Ermüdung des Verbundes nicht nur von der Betondruckfestigkeit, sondern auch von der Betonzugfestigkeit beeinflusst wird. Zwar ist die Zugfestigkeit des hochfesten Betons gegenüber dem normalfesten Beton deutlich höher. Das Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit bleibt aber nicht gleich (Tabelle 4.6). Aufgrund der Tatsache, dass die Zugfestigkeit nicht linear mit der Druckfestigkeit des Betons steigt, weist der hochfeste Beton ein spröderes Materialverhalten auf. Dies führt letztendlich bei steigender Rissbreite zu einer prozentual höheren Zunahme des Schlupfes.

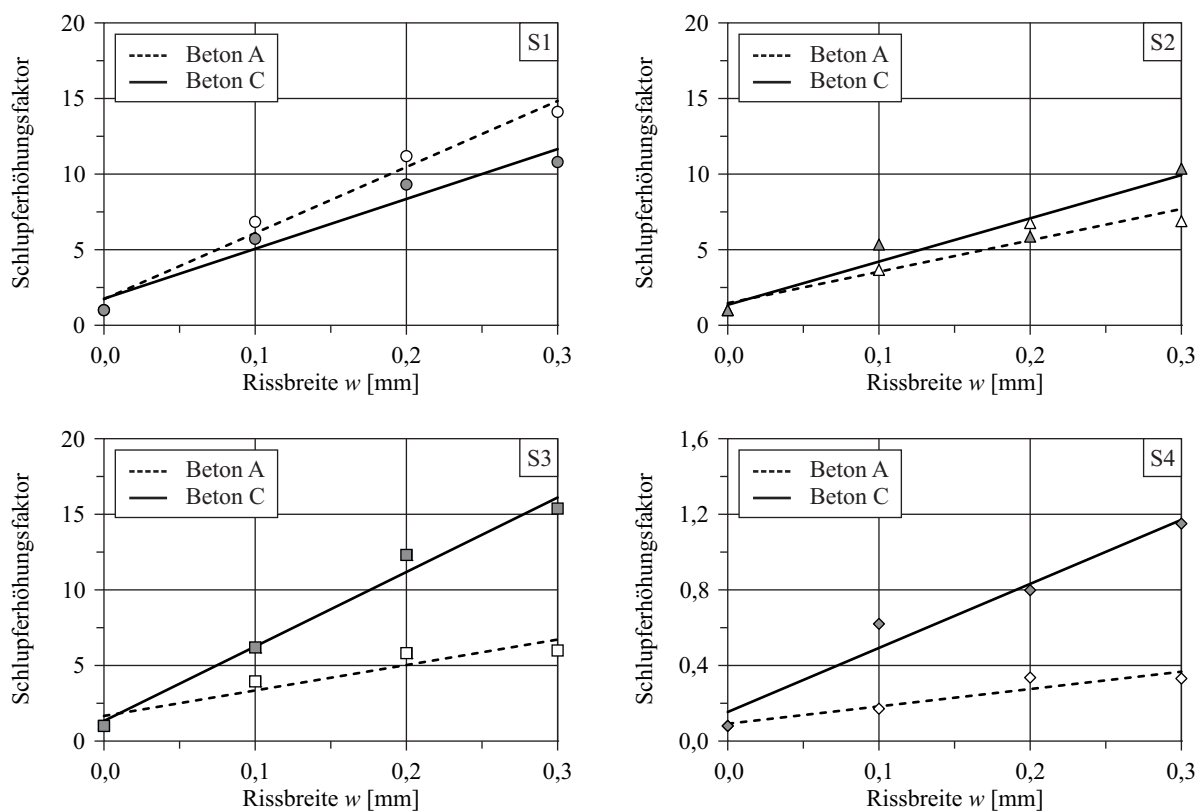


Bild 4.16: „Schlupferhöhungsfaktor“ bei 100.000 Lastwechseln

Um den Einfluss einer zyklischen Belastung in verallgemeinerter Form darstellen zu können, wurde bisher auf das Verbundspannungsverhältnis zwischen der Verbundoberspannung τ_{\max} und der maximalen Verbundspannung τ_{ult} des statischen Vergleichstestes zurückgegriffen (siehe Abschnitt 3.4). Das Verbundspannungsverhältnis $\tau_{\max} / \tau_{\text{ult}}$ soll demnach den Grad der zyklischen Belastung beschreiben, dem die Verbundzone unterworfen ist.

In Tabelle 4.10 sind die jeweiligen Verbundspannungsverhältnisse in Abhängigkeit von den Rissbreiten angegeben. Aufgrund des in statischen Ausziehversuchen durch Längsrisse hervorgerufenen, abnehmenden Verbundwiderstandes ist das Spannungsverhältnis $\tau_{\max} / \tau_{\text{ult}}$ in zyklischen Ausziehversuchen mit Querkzug im Vergleich zu querkzugfreien Versuchen etwas höher. Das hieße, dass ein Längsriss unter sonst gleicher zyklischer Last für die Verbundzone eine höhere Beanspruchung bedeuten würde.

Anhand der alleinigen Angabe des Belastungsgrades wäre dann nicht mehr zu unterscheiden, ob eine höhere Belastung oder ein größerer Längsriss vorlag. Darüber hinaus weisen die Versuchsergebnisse der Schwingspiele S2 und S3 mit einem vermeintlich gleichen Belastungsgrad ein unterschiedliches Verhalten bezüglich der Schlupfentwicklung auf. Aus diesem Grund muss das Verbundspannungsverhältnis als Beurteilungskriterium kritisch gesehen werden.

Tabelle 4.10: Verbundspannungsverhältnisse (Belastungsgrade)

Spiel	Rissbreite w [mm]	Spannung τ_{\max} [MPa]	Beton A		Beton B		Beton C	
			Serie	$\tau_{\max} / \tau_{\text{ult,m}}$	Serie	$\tau_{\max} / \tau_{\text{ult,m}}$	Serie	$\tau_{\max} / \tau_{\text{ult,m}}$
S1	0,0	5,0	A10	0,36	-	-	C10	0,30
	0,1		A11	0,38	-	-	C11	0,32
	0,2		A12	0,41	-	-	C12	0,33
	0,3		A13	0,42	-	-	C13	0,36
S2	0,0	7,5	A20	0,54	-	-	C20	0,45
	0,1		A21	0,57	-	-	C21	0,47
	0,2		A22	0,62	-	-	C22	0,50
	0,3		A23	0,63	-	-	C23	0,54
S3	0,0	7,5	A30	0,54	B30	0,46	C30	0,45
	0,1		A31	0,57	B31	0,50	C31	0,47
	0,2		A32	0,62	B32	0,53	C32	0,50
	0,3		A33	0,63	B33	0,58	C33	0,54
S4	0,0	10,0	A40	0,72	-	-	C40	0,60
	0,1		A41	0,77	-	-	C41	0,63
	0,2		A42	0,83	-	-	C42	0,66
	0,3		A43	0,84	-	-	C43	0,72

Einen weiteren wichtigen Punkt stellte die Beobachtung der mittleren Rissbreite während des zyklischen Ausziehversuches dar. Zur Bildung des Längsrisses wurde eine Querkzugspannung aufgebracht, welche im weiteren Versuchsverlauf konstant blieb. Eine Nachregelung des Querkzuges war nicht beabsichtigt. Dabei stellte sich die Frage, inwieweit die Rissbreite aufgrund dieser konstanten Querkzugbelastung während des zyklischen Versuches einer Änderung unterliegen würde. Die übermäßige und unkontrollierte Zunahme der mittleren Rissbreite musste in jedem Fall ausgeschlossen werden können.

Für die Untersuchung der Rissbreitenzunahme infolge zyklischer Beanspruchung ist die Kombination aus hoher Mittelspannung und großer Spannungsschwingbreite als maßgebend zu betrachten. Aus diesem Grund ist es erforderlich, insbesondere das Schwingenspiel S4 näher zu untersuchen. In Bild 4.17 ist die Entwicklung der mittleren Rissbreite, welche aus den Verformungsmessungen der vier horizontalen Wegaufnehmer der Ober- und Unterseite des Probekörpers (Bild 4.2) berechnet wird, über die Lastwechselzahl aufgetragen. Diese Darstellung zeigt eine geringe Zunahme der Rissbreite beim Erreichen der Mittelspannung sowie während der ersten Lastwechsel. Mit steigender Lastwechselzahl kann die Zunahme weitgehend vernachlässigt werden. Einen Sonderfall stellen die Versuche mit Ausziehversagen dar, welches ausschließlich im Schwingenspiel S4 auftrat. Das Herausziehen des Stabes wird durch einen kleinen Haken im Kurvenverlauf der Rissbreite angezeigt.

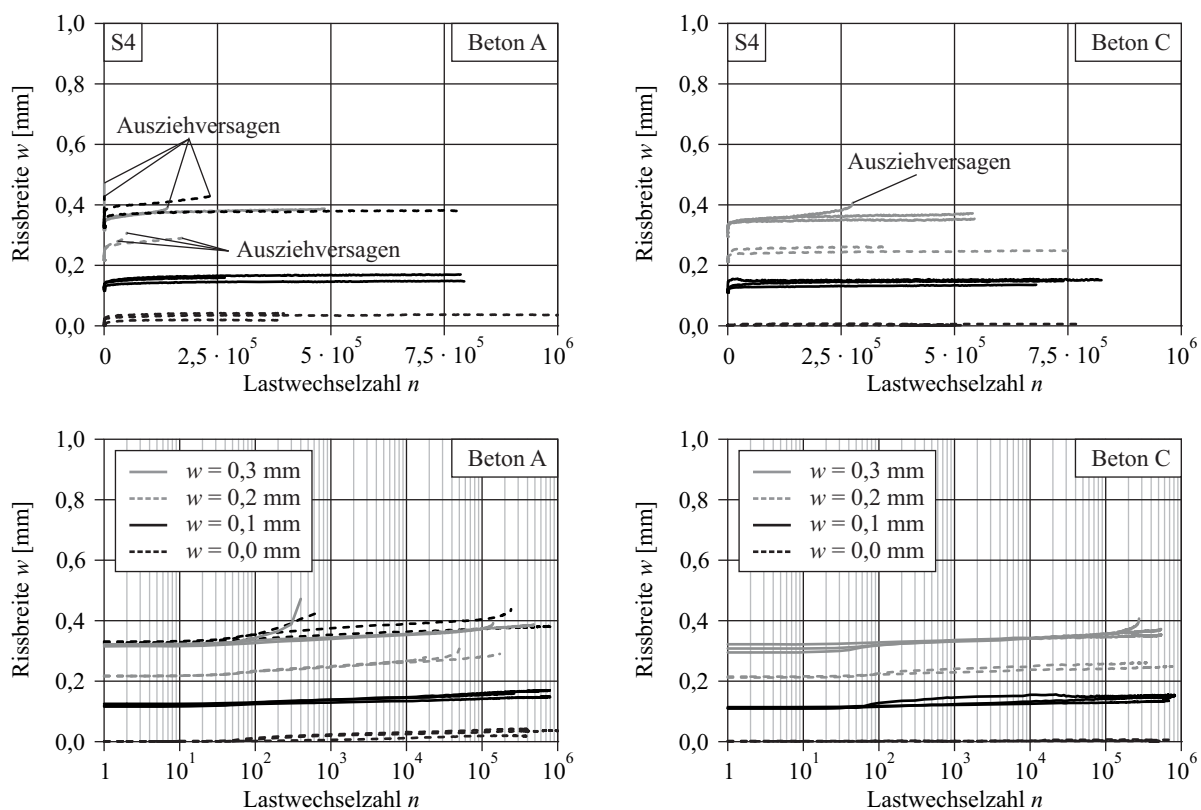


Bild 4.17: Entwicklung der Rissbreite für das Schwingenspiel S4

Um die Rissbreitenänderung im zyklischen Versuch von derjenigen im statischen Test abgrenzen zu können, ist es zweckmäßig, sich der Rissbreiten-Schlupf-Beziehungen zu bedienen. Bild 4.18 zeigt die gleichen Rissbreitenzuwächse aus Bild 4.17 in Abhängigkeit vom erreichten Schlupf. Diese werden durch die bereits in Bild 4.12 dargestellten mittleren Beziehungen der statischen Ausziehversuche ergänzt. Mit dem Vergleich wird deutlich, dass der Zusammenhang zwischen Rissbreitenöffnung und Schlupf offenbar nicht von einer zyklischen Ausziehbelastung beeinflusst wird. Es ist scheinbar nicht von Bedeutung, ob eine bestimmte Relativverschiebung statisch oder nach mehreren Lastwechseln erreicht wurde, da ihr stets der gleiche Rissbreitenzuwachs entspricht. Indem sich die schon in Abschnitt 4.5.1 beobachtete Unabhängigkeit von der Ursprungsrissbreite im zyklischen Belastungsfall widerspiegelt, wird die Überlegung bestätigt, die Rissöffnung als Folge geometrisch bedingter Zwänge zu verstehen.

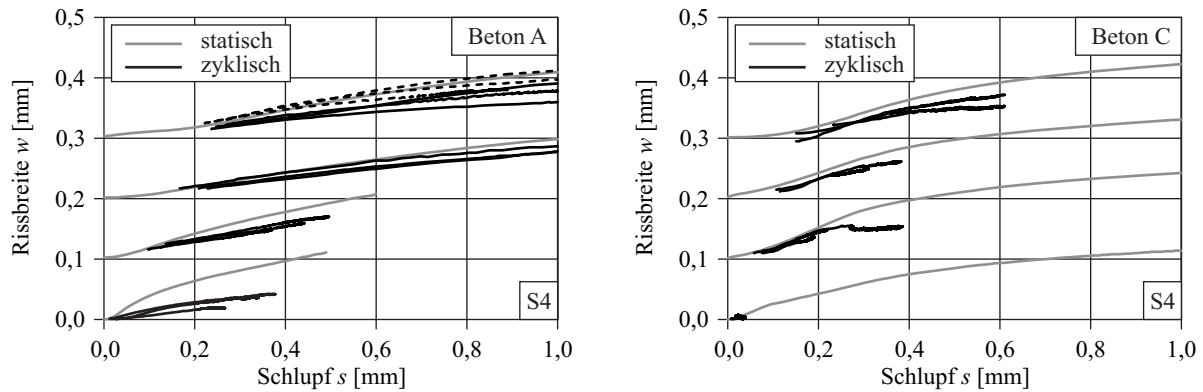


Bild 4.18: Rissbreiten-Schlupf-Beziehungen für das Schwingenspiel S4

Somit kann festgehalten werden, dass die Zunahme des Schlupfes eine Öffnung der Längsrissbreite bewirkt, welche durch das Einlegen einer Querbewehrung im Probekörper moderat ausfällt. Eine zyklische Belastung hat keinen Einfluss. Eine möglicherweise im Versuch konstant gehaltene Rissbreite hätte den Nachteil, dass das Schlupfwachstum hinsichtlich der zugrundeliegenden Verhältnisse im Bauteil falsch eingeschätzt würde. Aus diesem Grund muss die Änderung der Rissbreite während des Versuches bei der Betrachtung des Schlupfwachstums nicht gesondert berücksichtigt werden.

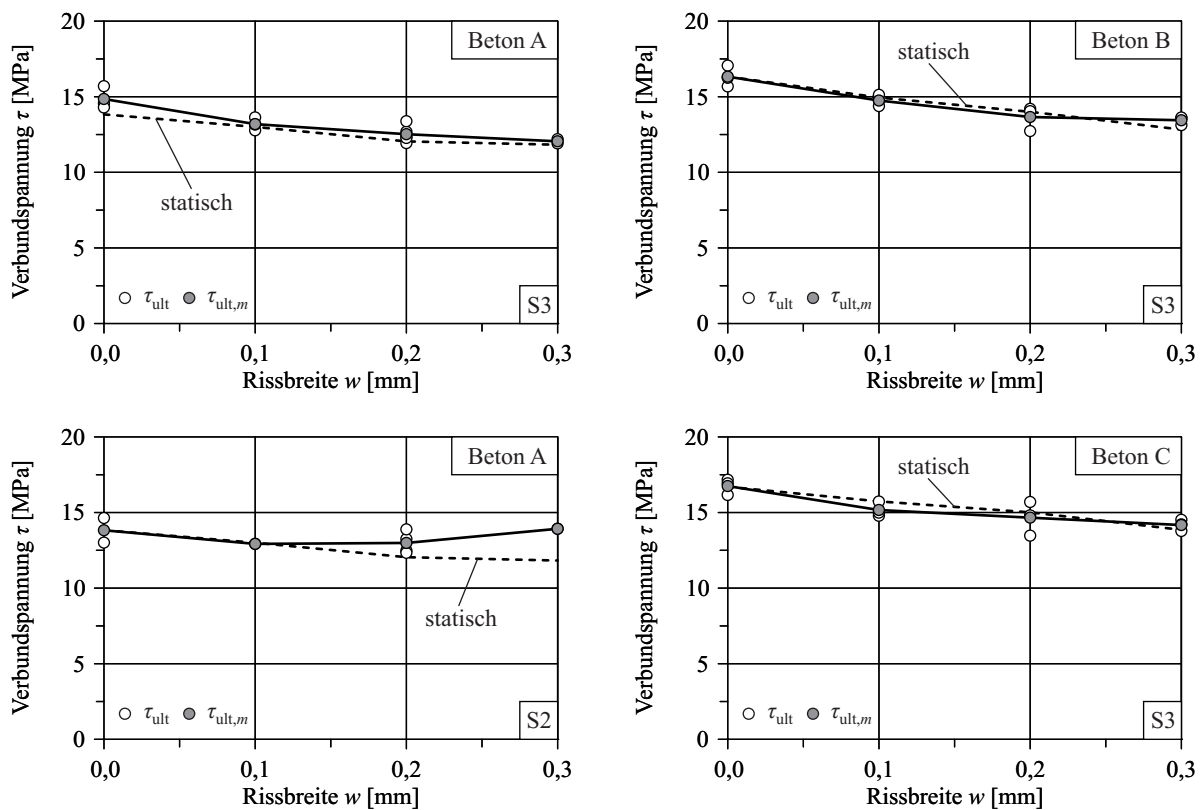


Bild 4.19: Maximale Verbundspannungen der Resttragfähigkeitsversuche

Die zyklischen Versuche galten als beendet, sobald ein Ausziehversagen oder ein Stahlermüdungsbruch auftrat. Die übrigen Versuche wurden beim Erreichen der Grenzlastwechselzahl von 1 Mio. gestoppt. Bei diesen war es möglich, einen statischen Versuch zur Ermittlung der Resttragfähigkeit anzuschließen. In Bild 4.19 sind die erreichten maximalen (Rest-)Verbundspannungen exemplarisch für das Schwingenspiel S3 (alle Betone) sowie S2 (Beton A) dargestellt. Das Schwingenspiel S1 ist aufgrund seiner geringeren Mittelspannung nicht maßgebend. Die verbleibenden Schwingenspiele S2 und S4 weisen eine zu geringe Datenlage auf.

Der Vergleich mit den rein statisch geprüften Versuchen in Bild 4.19 zeigt deutlich, dass die maximalen (Rest-)Verbundspannungen trotz der zyklischen Vorbelastung die gleiche Größenordnung erreichen. Ein Einfluss der Betonfestigkeit kann genauso wenig beobachtet werden, wie ein Einfluss der Schwingbreite. Eine Ausnahme bildet die Rissbreite von 0,3 mm im Schwingenspiel S2 (Beton A). Da in dieser Serie (Serie A23) zwei Probekörper auf Stahlermüdung versagten, konnte nur ein Einzelwert gewonnen werden. Dieser hält einer kritischen Betrachtung kaum stand, so dass die gezeigte Erhöhung der Verbundspannung nicht sicher festgestellt werden kann.

5 Auswertung und Diskussion

5.1 Schlupfwachstum

5.1.1 Grundlagen

Ausgehend von experimentellen Untersuchungen zum Verbundkriechen wurde das sich mit steigender Standzeit einstellende Schlupfwachstum von FRANKE [70] analytisch mit Gleichung (5.1) beschrieben.

$$s_t = s_0 + s_0 k_t = s_0 (1 + k_t) \quad (5.1)$$

Der Beiwert k_t entspricht dabei einer Kriechfunktion. Ausgehend vom Startschlupf s_0 ist es mit ihrer Hilfe möglich, den Schlupfzuwachs für verschiedene Verbundbeanspruchungen mit gleichen Standzeiten in Relation zu den bereits bekannten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Kurzzeitbeanspruchung zu stellen. Es entstehen sogenannte isochrone Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, welche den nach einem gleichen Zeitraum erreichten Schlupf verschiedener Belastungshorizonte darstellen (Bild 5.1).

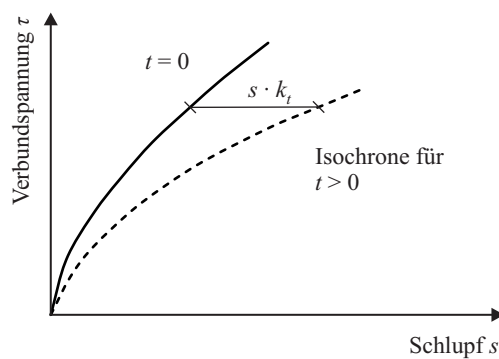


Bild 5.1: Kriecheinfluss auf Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, CEB-FIP MODEL CODE 90 [28]

FRANKE [70] trug die Ergebnisse seiner Versuche im doppeltlogarithmischen Schlupf-Zeit-Maßstab auf. Den sich darin abzeichnenden, linearen Trend konnte er näherungsweise mit dem Ansatz gemäß Gleichung (5.2) beschreiben.

$$\lg s_t = \lg s_0 + a \cdot (\lg(t_0 + t) - \lg t_0) \quad (5.2)$$

Nach Umformung der Gleichung (5.2) ergibt sich Gleichung (5.3).

$$\frac{s_t}{s_0} = \left(\frac{t_0 + t}{t_0} \right)^a \quad (5.3)$$

Mit der Festlegung der Startzeit von $t_0 = 0,1$ h kann Gleichung (5.4) formuliert werden.

$$s_t = s_0 (1 + 10 \cdot t)^a \quad (5.4)$$

Aus Gleichung (5.1) und (5.4) ergibt sich die Kriechfunktion entsprechend Gleichung (5.5). Der Exponent a nimmt bei Verbundlängen von $3 d_s$ den Wert $a = 0,080$ an.

$$k_t = (1 + 10 \cdot t)^a - 1 \quad (5.5)$$

REHM & ELIGEHAUSEN [165] stellten einen Zusammenhang zwischen der Dauerbeanspruchung des Verbundes und der Verbundermüdung her. Das Schlupfwachstum infolge einer zyklischen Belastung kann demnach als Zeitraffer des Verbundkriechens verstanden werden. Die ähnlich verlaufende Zunahme der Relativverschiebungen zwischen Bewehrungsstahl und Beton (vgl. Bild 3.32) rechtfertigen eine Übertragung der analytischen Ansätze des Verbundkriechens in Gleichung (5.6) auch auf Schlupfwerte, welche nach bestimmten Lastwechselzahlen n erreicht werden.

$$s_n = s_0 (1 + n)^b \quad (5.6)$$

Im doppeltlogarithmischen Maßstab dargestellt, beeinflusst der Startschlupf s_0 die Vertikalverschiebung des Graphen, während sich durch den Exponenten b sein Anstieg verändert. Wird das Schlupfwachstum jedoch im linearen Maßstab aufgetragen, zeigt sich deutlich, dass die Parameter b und s_0 keinen eindeutigen Einfluss auf den Kurvenverlauf haben (Bild 5.2).

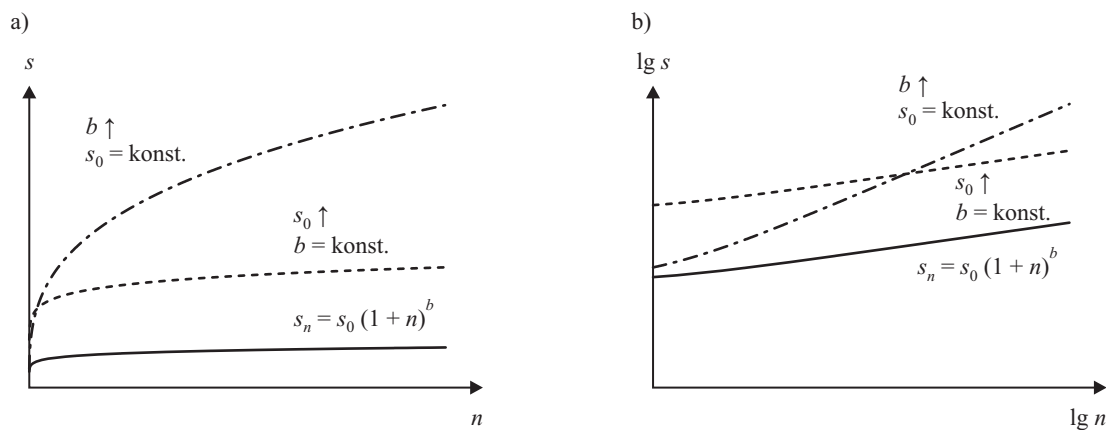


Bild 5.2: Schlupfwachstum: a) linearer, b) doppeltlogarithmischer Maßstab

Die Vorhersage der Schlupfentwicklung nach Gleichung (5.6) fand Eingang in den CEB-FIP MODEL CODE 90 [28], wobei der von REHM & ELIGEHAUSEN [165] vorgeschlagene konstante Exponent von $b = 0,107$ beibehalten wurde. Jedoch ist analog zu den Beobachtungen von KOCH & BALÁZS [102] eine zufriedenstellende Vorhersage der Schlupfentwicklung unter Annahme eines konstanten Exponenten für die in Kapitel 4 beschriebenen Versuche nicht möglich (Bild 5.3).

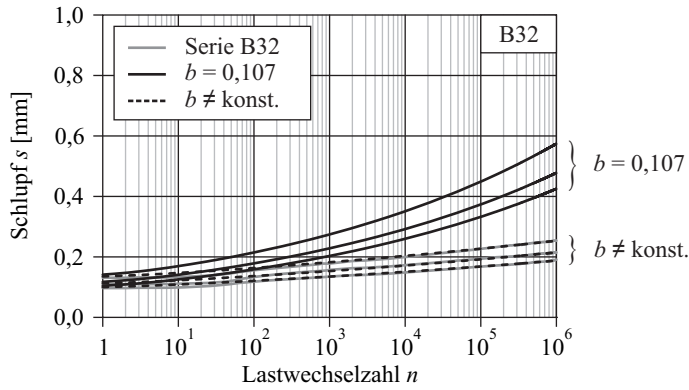


Bild 5.3: Vergleich zwischen Schlupfwachstum nach CEB- FIP MODEL CODE 90 [28] und Versuchswerten

Durch veränderliche Exponenten b können aber Funktionsverläufe erzielt werden, welche die Versuchsergebnisse auch in Abhängigkeit von der Längsrisbreite besser abbilden können. Die Vorgehensweise soll im Folgenden erläutert werden.

5.1.2 Parameterbestimmung

Eine Versuchsserie besteht aus mindestens drei geprüften Probekörpern. Für jeden durchgeführten Versuch wird eine Regressionsanalyse auf Basis der Gleichung (5.6) vorgenommen. Der Startschlupf s_0 entspricht dem im jeweiligen Versuch ermittelten Wert zu Beginn der Schwellbelastung. Der Exponent b wird mithilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate (Summe der Fehlerquadrate) ermittelt.

Für eine Versuchsserie, die aus mindestens drei geprüften Probekörpern besteht, können die aus der Kurvenanpassung erhaltenen Parameter als Serienmittelwerte $s_{0,m}$ und b_m angegeben werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass mit diesen Mittelwerten die Beschreibung einer mittleren Schlupfentwicklung nicht möglich ist. Der Mittelwert des Schlupfwachstums aus drei Versuchen

$$s_{n,m} = \frac{1}{3} (s_{n,1} + s_{n,2} + s_{n,3}) = \frac{s_{0,1}}{3} (1+n)^{b_1} + \frac{s_{0,2}}{3} (1+n)^{b_2} + \frac{s_{0,3}}{3} (1+n)^{b_3} \quad (5.7)$$

entspricht nicht demjenigen Schlupfwert, der sich aus den mittleren Parametern $s_{0,m}$ und b_m gemäß Gleichung (5.8) ergeben würde.

$$s_{n,m} \neq s_{0,m} (1+n)^{b_m} = \frac{s_{0,1} + s_{0,2} + s_{0,3}}{3} \cdot (1+n)^{\frac{b_1+b_2+b_3}{3}} \quad (5.8)$$

Nur im Sonderfall $b = b_1 = b_2 = b_3$ kann für die Mittelwertkurve von einem mittleren Startschlupf $s_{0,m}$ ausgegangen werden.

$$s_{n,m} = \frac{s_{0,1}}{3} (1+n)^b + \frac{s_{0,2}}{3} (1+n)^b + \frac{s_{0,3}}{3} (1+n)^b = \frac{s_{0,1} + s_{0,2} + s_{0,3}}{3} (1+n)^b = s_{0,m} (1+n)^b \quad (5.9)$$

In der Konsequenz bedeutet das, dass weiterführende Überlegungen zur Berechnung von Lastwechselzahlen für vorgegebene Schlupfdifferenzen (siehe Abschnitt 5.3) oder zur Bildung von isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (siehe Abschnitt 5.4) unter Verwendung gemittelter Ansatzparameter nicht sinnvoll sind.

Die Serienmittelwerte für die Parameter s_0 und b , welche sich aus der Kurvenregression ergeben, sind in Bild 5.4 dargestellt. Die Einzelergebnisse können dem Anhang A4 entnommen werden. Mit steigender Mittelspannung sind steigende Startschlupfwerte s_0 zu erwarten, welche zu Beginn der Ermüdungsbelastung nach dem Erreichen der Mittelspannung auftreten. Entsprechend nehmen in Bild 5.4 auch die Startschlupfwerte von Schwingspiel S1 bis S4 zu. Die Verschlechterung der Verbundqualität

wird in einer Abnahme der Verbundsteifigkeit deutlich. Demzufolge ist es auch nicht verwunderlich, dass bei gleichem Belastungsniveau die Werte s_0 mit zunehmender Längsrissbreite w ansteigen. In Bezug auf den Exponenten b kann zunächst festgestellt werden, dass dieser mit zunehmender Rissbreite offenbar abnimmt.

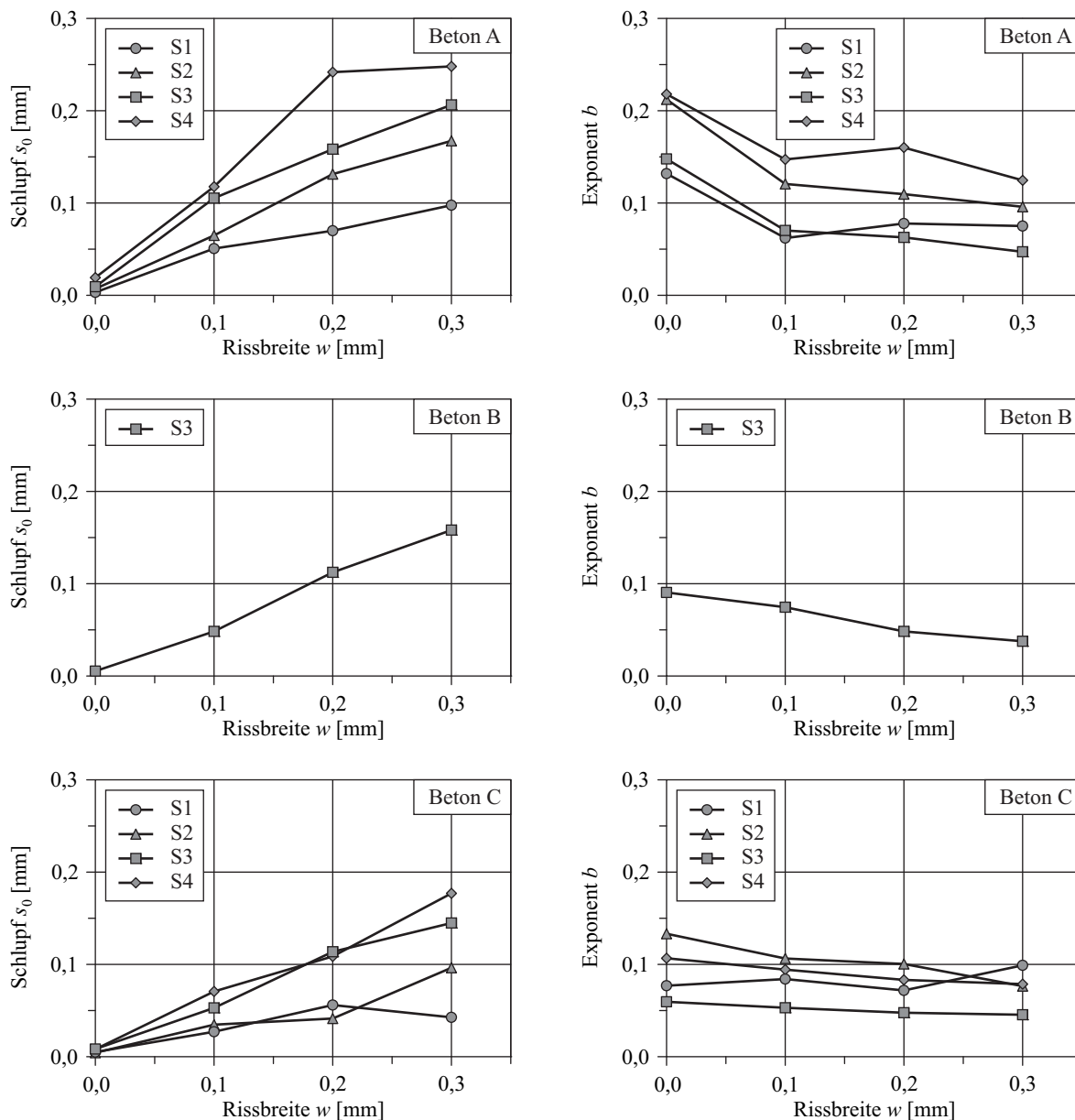


Bild 5.4: Ergebnisse für s_0 und b

5.1.3 Diskussion

Neben der hier gezeigten Regression, bei der bezüglich des Startschlupfes s_0 auf die jeweiligen Versuchsergebnisse zurückgegriffen und nur der Exponent b über die Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmt wurde, ist prinzipiell auch eine Kurvenanpassung denkbar, bei der beide Parameter iterativ ermittelt werden. Die Ergebnisse von KOCH & BALÁZS [102] sowie eigene Untersuchungen [119] zeigen zwar, dass in einigen Fällen die Qualität der Kurvenregression gesteigert werden kann. Im Vergleich zu den Messergebnissen geht diese Steigerung allerdings mit teilweise unrealistischen Parametern s_0 einher, so dass diese zweite Methode nicht zu rechtfertigen wäre. Darüber hinaus wird

mit abweichenden Startschlupfwerten s_0 auch der Exponent b stark beeinflusst (Bild 5.2), so dass mögliche Trends für b undeutlich werden.

Das Bild 5.5 zeigt die linearen Regressionen der in Bild 5.4 ermittelten Beziehungen zwischen dem Exponenten b und der Rissbreite w . Beim Verlauf des Exponenten b wird davon ausgegangen, dass der Anstieg m unabhängig vom aufgetragenen Schwingspiel ist.

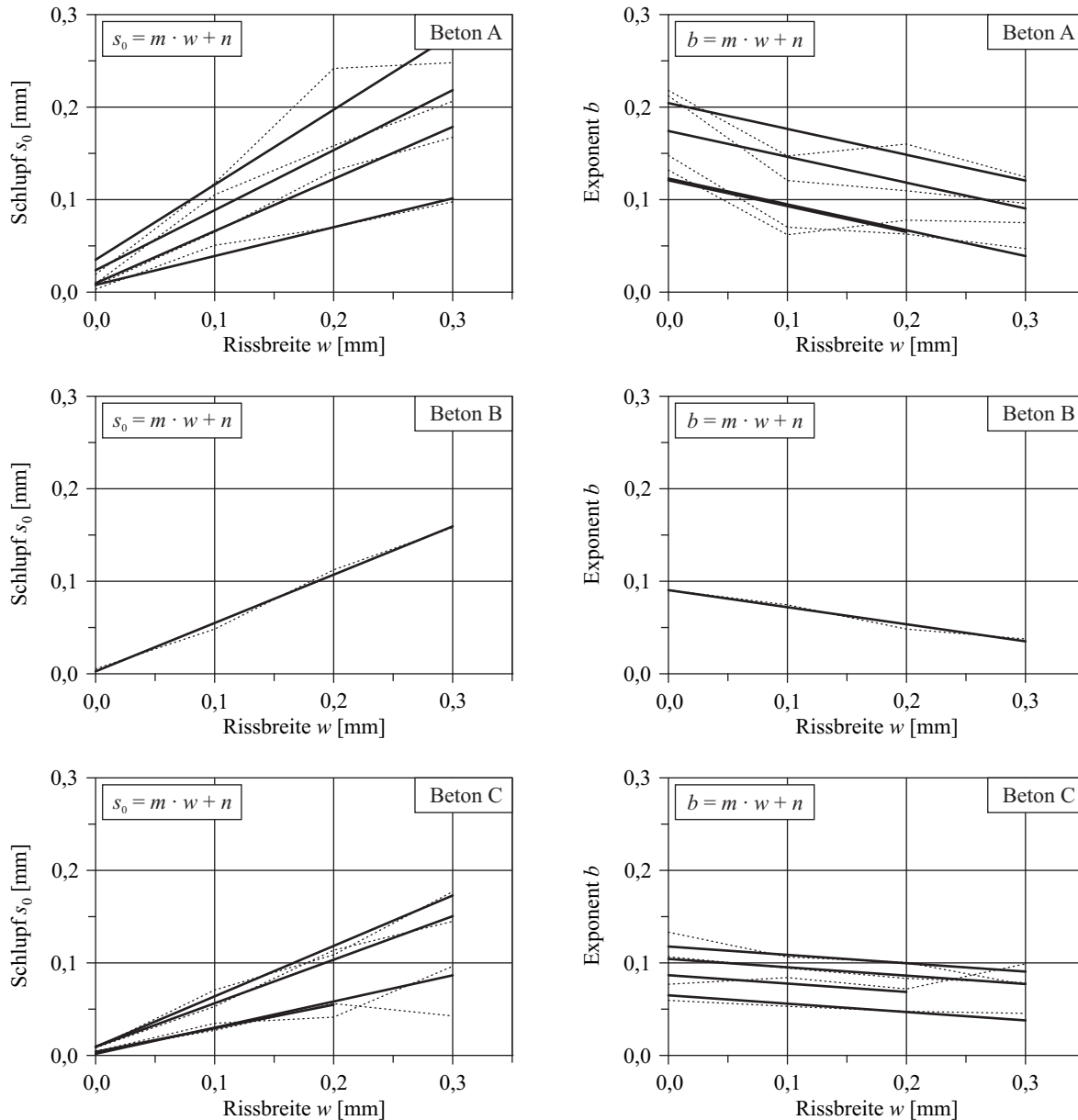


Bild 5.5: Ergebnisse für s_0 und b

Die folgenden Tabellen zeigen die sich ergebenden Parameter aus den Regressionsrechnungen. Die Anstiege der Regressionsgeraden für den Startschlupf s_0 zeigen deutlich, dass sich die Abhängigkeit des Startschlupfes von der aufgetragenen Mittelspannung mit Zunahme der Rissbreite verstärkt. Das Anwachsen des absoluten Gliedes der Regressionsgeraden für den Exponenten b zwischen den Schwingspielen S1 und S2 ($\sigma_{\min} = 100$ MPa) sowie S3 und S4 ($\sigma_{\min} = 200$ MPa) bestätigt die bereits von KOCH & BALÁZS [102] gefundene Abhängigkeit des Exponenten b von der Oberspannung.

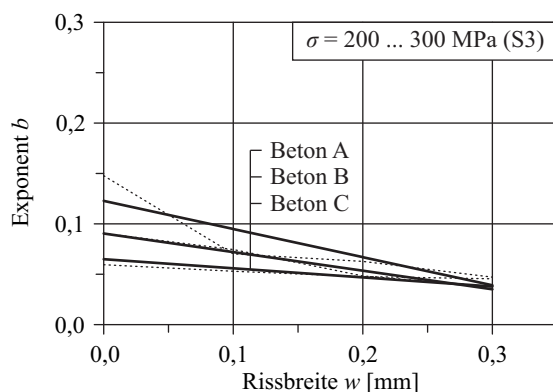
Tabelle 5.1: Regressionsparameter s_0

	Beton A		Beton B		Beton C	
	m	n	m	n	m	n
S1	0,312	0,008	-	-	0,255	0,004
S2	0,563	0,010	-	-	0,283	0,002
S3	0,649	0,024	0,522	0,003	0,471	0,009
S4	0,811	0,035	-	-	0,545	0,009

Tabelle 5.2: Regressionsparameter b

	Beton A		Beton B		Beton C	
	m	n	m	n	m	n
S1	-0,279	0,121	-	-	-0,090	0,087
S2	-0,279	0,174	-	-	-0,090	0,118
S3	-0,279	0,123	-0,185	0,090	-0,090	0,065
S4	-0,279	0,204	-	-	-0,090	0,104

Ein Vergleich der Betonarten nach Tabelle 4.6 im Schwingspiel S3 zeigt, dass mit ansteigender Betondruckfestigkeit der Exponent b deutlich abnimmt. Der Abfall gegenüber der Rissbreite lässt zunehmend nach und ist weniger stark ausgeprägt. Bei der Rissbreite von 0,3 mm ist ein Einfluss der Betonfestigkeit nahezu nicht mehr erkennbar. Damit wird die These, dass das Vorhandensein eines Längsrisses mit der Abnahme der bezogenen Rippenfläche gleichbedeutend sei, gestärkt.

**Bild 5.6: Einfluss der Betonfestigkeit auf den Exponenten b**

Sollen die hier vorgestellten Ergebnisse für verschiedene Stähle verallgemeinert werden, ist ein wichtiger Punkt zu beachten. Die vorliegenden Versuche wurden mit Stählen durchgeführt, die bei einem Durchmesser von 16 mm bezogene Rippenflächen von 0,068 bzw. 0,090 aufwiesen. Der nach DIN 488-2 [48] geforderte Mindestwert von $f_R = 0,056$ gilt damit als eingehalten. Sollen Aussagen getroffen werden, die auch für Stähle mit $f_R = 0,056$ Gültigkeit besitzen, muss dem Einfluss der bezogenen Rippenfläche erhöhte Beachtung geschenkt werden. Gemäß Abschnitt 2.3.2 kann davon ausgegangen werden, dass im Bereich von $0 < f_R < 0,1$ ein linearer Zusammenhang zwischen der bezogenen Rippenfläche f_R und der Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf von 0,1 mm besteht.

$$\tau_{0,1} \sim f_R \quad (5.10)$$

Unter der Annahme eines näherungsweise linearen Verlaufes der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im Bereich kleiner Verschiebungen, gilt bei gleichen Verbundspannungen ein umgekehrt proportionaler Zusammenhang zwischen der bezogenen Rippenfläche und dem Schlupf (vgl. Bild 2.62).

$$s_0 \sim 1/f_R \quad (5.11)$$

Damit ließe sich der zu beliebigen f_R -Werten gehörige Schlupf s_0 auf Werte für $f_R = 0,056$ umrechnen.

$$s_0(f_R = 0,056) = s_0 \cdot \frac{f_R}{0,056} \quad (5.12)$$

Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf das Schlupfwachstum wurde bisher nur qualitativ untersucht (vgl. Abschnitt 2.3.2). Demnach ist davon auszugehen, dass kleinere f_R -Werte zu einer beschleunigten Schlupfentwicklung führen und somit auch einen Einfluss auf den Exponenten b des Regressionsansatzes ausüben. Die Versuchserien, die unter vergleichbaren Randbedingungen sowohl für $f_R = 0,068$ als auch $f_R = 0,090$ durchgeführt wurden, lassen bei geringerer bezogener Rippenfläche leicht erhöhte Werte für den Exponenten b erkennen (siehe Anhang A4). Da nur acht Versuchsserienpaare, verteilt auf vier Schwingspiele und drei Querkzugzustände, vergleichbar sind, kann der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf den Exponenten b nicht befriedigend geklärt werden. Hinzu kommt, dass die Anzahl von nur zwei verschiedenen f_R -Werten eine sinnvolle Verallgemeinerung nicht zulässt. Die Übertragung der experimentell ermittelten Ergebnisse auf den Mindestwert der bezogenen Rippenfläche ist daher nicht möglich.

Ähnliches gilt für den Stabdurchmesser. Eine Übertragung der an Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm erzielten Ergebnisse auf andere Querschnitte ist ebenfalls problematisch. Aufgrund der Längsrissbildung ist mit einer Zunahme des Durchmesserinflusses auf das statische Verbundverhalten zu rechnen (Abschnitt 2.3.6). Dieser Einfluss ist ebenso unter zyklischer Schwellbelastung zu erwarten, so dass sich unterschiedliche Schlupfentwicklungen für unterschiedliche Stabdurchmesser ergäben. Genauere Untersuchungen wurden dazu jedoch noch nicht durchgeführt und waren hinsichtlich einer gezielten Betrachtung der einzelnen Längsrissbreiten unter verschiedenen Ermüdungsspannungen in den vorliegenden Versuchen auch nicht beabsichtigt.

5.1.4 Schlussfolgerung

Mit dem im CEB-FIP MODEL CODE 90 enthaltenen Ansatz für die Beschreibung des Schlupfwachstums unter schwellender Verbundbelastung gemäß Gleichung (5.6) können die vorhandenen Messergebnisse aus Kapitel 4 zufriedenstellend analytisch beschrieben werden. Dies gilt jedoch nur unter der Voraussetzung, dass für den in Gleichung (5.6) enthaltenen Exponenten b veränderliche Werte in Abhängigkeit von der Rissbreite, dem Schwingspiel und dem verwendeten Beton eingesetzt werden.

Die hier gezeigten Untersuchungen zeigen, dass sowohl der Startschlupf s_0 als auch der Exponent b eine lineare Abhängigkeit von der vorhandenen Längsrissbreite w aufweisen. Somit ist es möglich, entsprechende Parameter in Abhängigkeit von Schwingspiel und Betonart zu bestimmen, mit denen das Schlupfwachstum nach Gleichung (5.6) näherungsweise vorhergesagt werden kann.

Da der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundermüdung bisher noch nicht hinreichend detailliert erfasst wurde, ist eine Übertragung der vorliegenden Ergebnisse auf Verhältnisse mit Rippenflächen nahe dem geforderten Mindestwert nicht möglich.

5.2 Schlupfdifferenz

5.2.1 Vorbetrachtung

Der sich einstellende Schlupf innerhalb der Verbundzone unterliegt einer Verteilung entlang des Bewehrungsstabes. Er wächst in Richtung der belasteten Stabseite an, so dass die Schlupfmessung am belasteten gegenüber derjenigen an der unbelasteten Stabseite zu höheren Werten führt. Je kürzer die Verbundlänge, desto geringer ist der Unterschied. Das Bild 5.7 zeigt schematisch die Schlupfverteilung $s(x)$ in der Verbundzone. Sie ist abhängig von den Verteilungen der Stahlspannung $\sigma(x)$, der Stahldehnung $\varepsilon_s(x)$ und der lokalen Verbundspannung $\tau(x)$ entlang der Verbundlänge.

Ein Anstieg der statischen Ausziehlast F verändert die jeweiligen Verteilungen. Dies führt zu einer größeren Schlupfdifferenz zwischen belastetem und unbelastetem Ende. In diesem Zusammenhang ist zu klären, inwieweit das Vorhandensein einer Querkzugbeanspruchung und einer Ermüdungsbelastung ebenfalls Einfluss auf die Schlupfverteilung innerhalb der Verbundzone nimmt. Ausgehend von den sich ergebenden Unterschieden der Beanspruchungsarten sollen dazu die sich einstellenden Schlupfdifferenzen zwischen der belasteten und unbelasteten Seite sowohl für statische als auch zyklische Ausziehbelastungen näher untersucht werden.

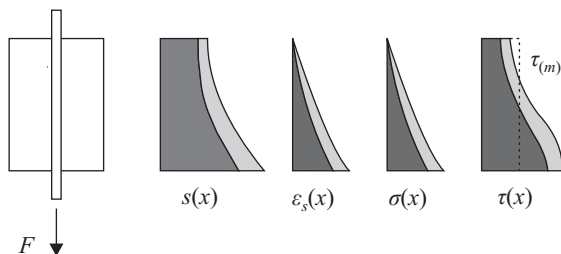


Bild 5.7: Verteilung von Schlupf, Stahldehnung, Stahl- und Verbundspannung unter statischer Belastung

Wird der sich einstellende Schlupf auf der belasteten Stabseite gemessen, tritt gegenüber der Relativverschiebung der unbelasteten Seite eine Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung auf. Bei statischen Ausziehversuchen besteht die Absicht, eine sogenannte lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung einer differenziellen Verbundlänge zu erzeugen, welche die Grundlage für die Berechnung langer Verbundlängen darstellt (siehe Abschnitt 2.2). WINDISCH [236] zeigte, wie mit der Kenntnis des Schlupfes auf der belasteten und unbelasteten Seite auch mit Probekörpern größerer Verbundlängen lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ermittelt werden können (Bild 5.8).

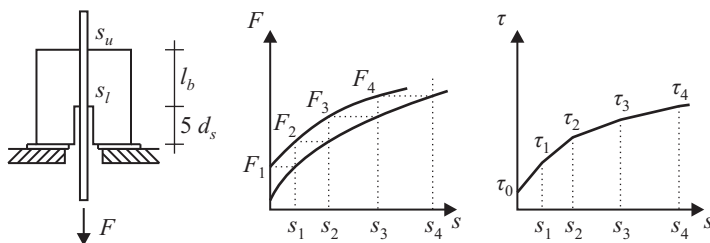


Bild 5.8: Ermittlung einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, WINDISCH [236]

Die Schlupfdifferenz zwischen dem Schlupf s_l auf der belasteten und der freien Stabseite s_u ist stark von der Art der verwendeten Bewehrung abhängig. Bei glatten Stählen ist sie so gering, dass sie vernachlässigt werden kann, vgl. VERDERAME ET AL. [225]. Bei einer Bewehrung aus Faserverbundkunststoff (FVK) hingegen ist sie aufgrund der elastischen Deformation der Stäbe innerhalb der Verbundzone wesentlich größer.

Bild 5.9a zeigt den von PECCE ET AL. [153] durchgeführten Vergleich der Schlupfdifferenzen zwischen Rippenstahl und FVK-Bewehrung. Der Zusammenhang zwischen den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen auf der belasteten und unbelasteten Seite sowie den daraus gebildeten lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Kurven (konstitutives Verbundgesetz) wird in Bild 5.9b am Beispiel eines Glasfaserstabes mit einer Verbundlänge von $5 d_s$ deutlich gemacht.

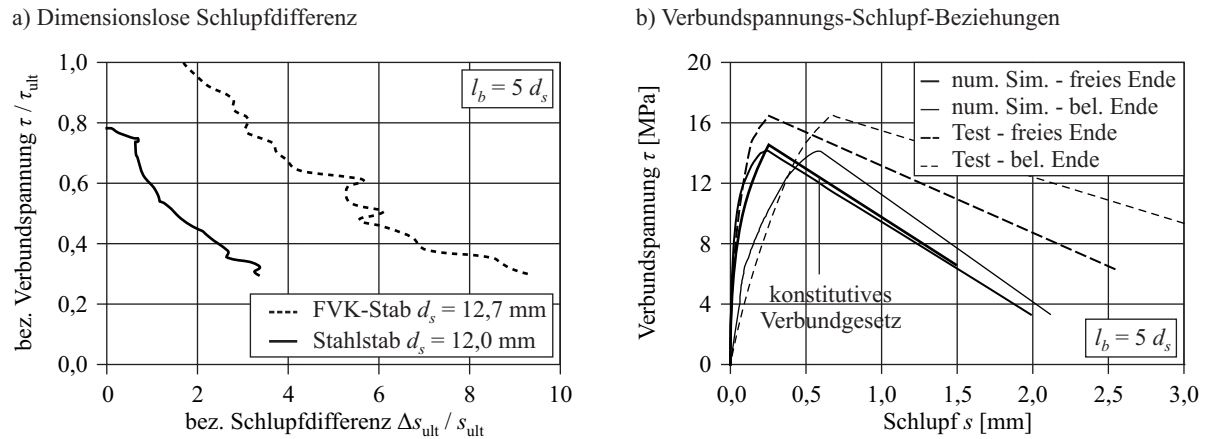


Bild 5.9: Untersuchungen von PECCE ET AL. [153]

Analog zu den statischen Ausziehversuchen ergibt sich im zyklischen Belastungsfall eine Differenz zwischen dem gemessenen Schlupf auf der belasteten und unbelasteten Seite. Bis zum Erreichen der Mittelspannung bzw. des Startschlupfes s_0 entspricht diese Schlupfdifferenz derjenigen im statischen Ausziehversuch. Während der ersten Lastwechsel erhöht sich die Differenz nur unwesentlich und bleibt über den restlichen Verlauf der zyklischen Belastung konstant. Diese Aussage wird durch die erneute Auswertung einiger Versuchsergebnisse von BALÁZS [10] bestätigt. Ein nennenswerter Anstieg der Schlupfdifferenz $\Delta s'$ aus der Schlupfmessung von belasteter und unbelasteter Stabseite kann nicht beobachtet werden. Eine Ausnahme bilden die unmittelbar letzten Lastwechsel während des endgültigen Stabauszuges (Bild 5.10).

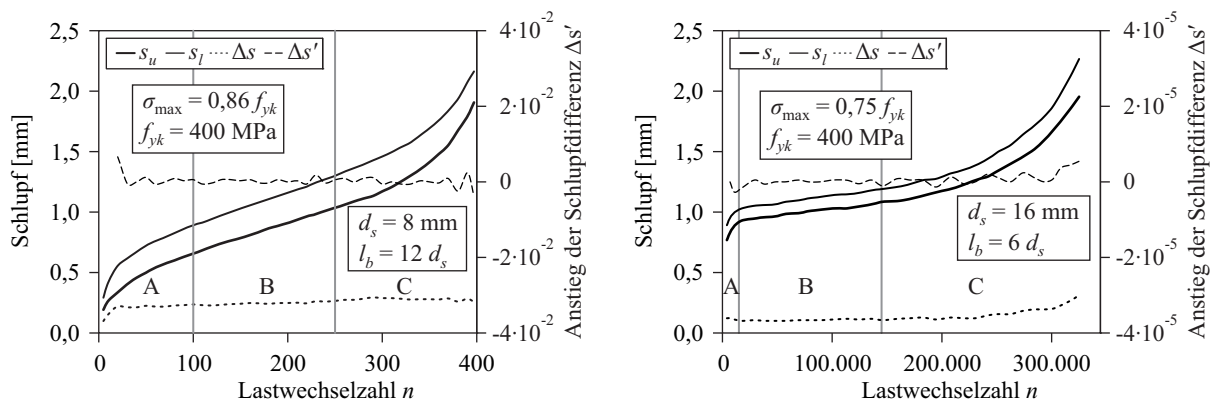


Bild 5.10: Schlupfwachstum nach BALÁZS [10]

Für lange Verbundlängen, bei denen mitunter auf der unbelasteten Seite keine Relativverschiebung messbar ist, zeigte BALÁZS [10] weiterhin, dass der Schlupf auf der belasteten Seite nur zu Beginn der zyklischen Ausziehbelastung zunahm (Bild 5.11). Über den weiteren Verlauf des Versuches blieb er jedoch annähernd konstant. Den Schlupfverlauf in Bild 5.11 gab er mit Gleichung (5.13) an.

$$s_l(n) = s_{l0} \cdot 3,5 \cdot (1 - e^{-5,72 \cdot n + 0,37}) \quad (5.13)$$

Daraus kann geschlussfolgert werden, dass auch im Falle eines Nullwachstums des Schlupfes auf der unbelasteten Seite die Schlupfdifferenz nicht zunimmt.

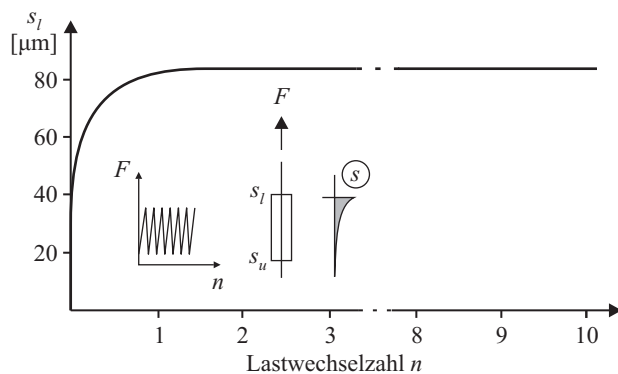
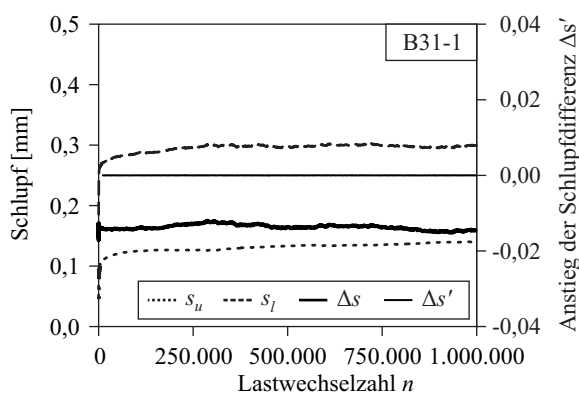


Bild 5.11: Schlupf auf der belasteten Seite langer Verbundlängen, BALÁZS [10]

Die Beobachtungen von BALÁZS werden von den eigenen Versuchen bestätigt. Exemplarisch zeigt Bild 5.12 die Schlupfentwicklung beider Stabseiten, die Schlupfdifferenz sowie den Anstieg der Schlupfdifferenz. In Bild 5.12a ist der Fall dargestellt, bei dem 1 Mio. Lastwechsel erreicht wurden (Versuch B31-1). In Bild 5.12b liegt ein Versuch mit einem vorzeitigen Verbundversagen vor (Versuch A43b-3). Im Anfangsbereich, d. h. zum Zeitpunkt noch verhältnismäßig kleiner Lastwechselzahlen, kann eine Erhöhung der Schlupfdifferenz beobachtet werden, die jedoch mit maximal rund 0,05 mm äußerst gering ausfällt. Der theoretisch betrachtete Wert der Verlängerung eines freien Ausziehstabes mit einer der Verbundlänge entsprechenden Stablänge unter gleicher Zugbelastung kann von der Schlupfdifferenz sinnvollerweise nicht überschritten werden.

a) kein Stabauszug bis $n = 1.000.000$



b) Stabauszug vor $n = 1.000.000$

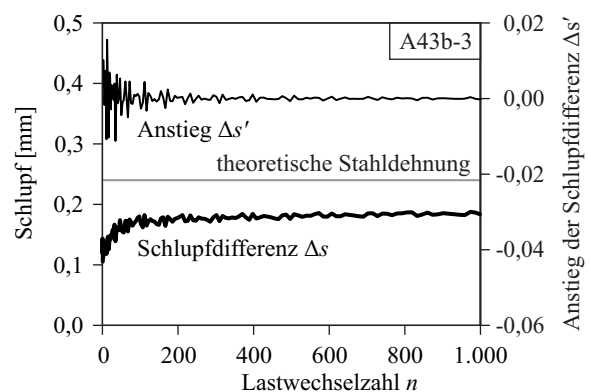
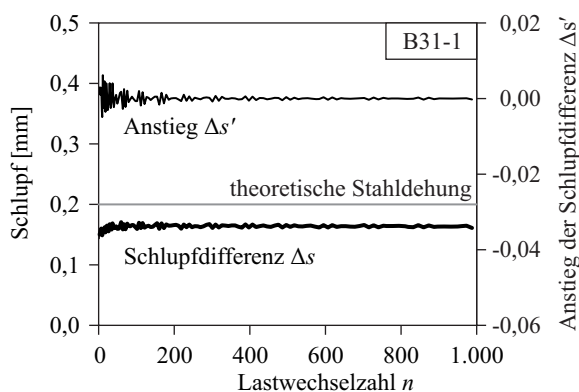
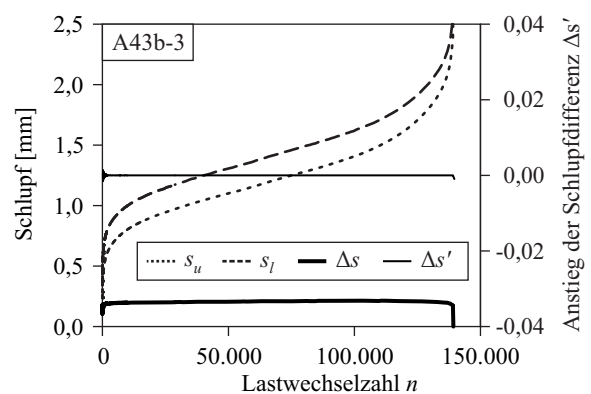


Bild 5.12: Beidseitiger Schlupf, Schlupfdifferenz und deren Anstieg: a) Versuch B31-1; b) Versuch A43b-3

Mithilfe der vorgenannten Beobachtungen kann die Aussage getroffen werden, dass sich die fortschreitende Verbundschädigung infolge einer schwellenden Ausziehbelastung zwar in einem wachsenden Schlupf auf beiden Seiten, nicht jedoch in einer entsprechenden Vergrößerung der Schlupfdifferenz niederschlägt. Diese Aussage ist bereits möglich, wenn anstelle der absoluten Schlupfwerte nur deren Wachstum über die Lastwechsel bekannt ist. In der Konsequenz bedeutet dies, dass die Kenntnis der Schlupfdifferenz aus dem statischen Versuch ausreicht, um vom Schlupfwachstum der unbelasteten Seite auf das der belasteten Seite unter zyklischer Belastung zu schließen.

In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, inwieweit möglicherweise die Schlupfdifferenz von belasteter und unbelasteter Seite durch eine Querkzugbeanspruchung beeinflusst wird. Um diese Frage beantworten zu können, muss geklärt werden, ob der Querkzug bereits zu unterschiedlichen Schlupfdifferenzen führt, noch bevor die Lastwechsel beginnen, d. h. noch bevor die Mittelspannung erreicht wird. Dazu sollen die Ergebnisse der Versuchsserien zum Beton B herangezogen und ausgewertet werden.

5.2.2 Schlupfdifferenzentwicklung

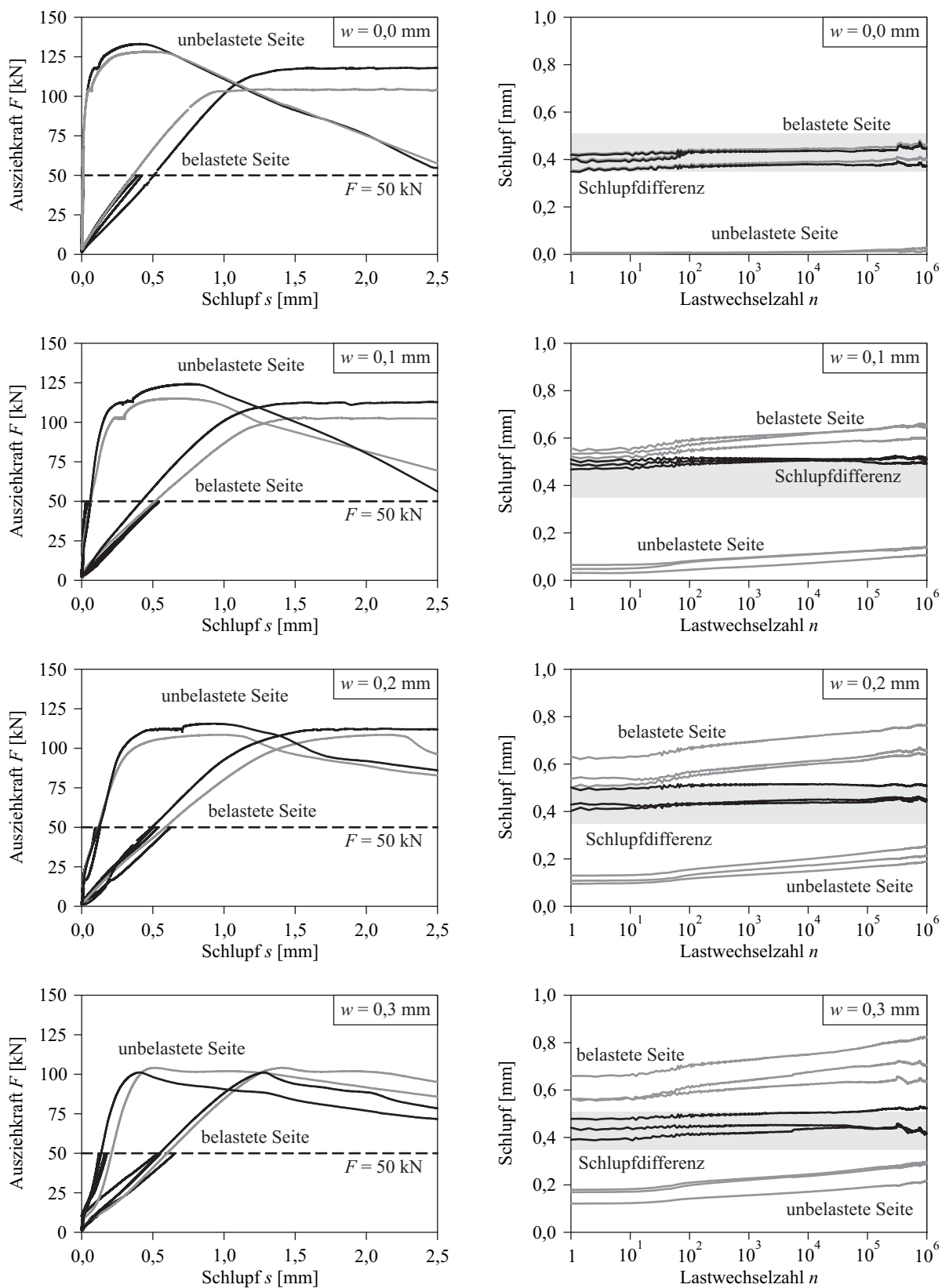
Bild 5.13 zeigt exemplarisch für die Versuchsserien mit dem Beton B das Verhalten des Schlupfes in Abhängigkeit von der Rissbreite. Es sind sowohl die Ergebnisse der statischen Ausziehversuche (linke Spalte) als auch der zyklischen Untersuchungen (rechte Spalte) angegeben.

In den Ausziehkraft-Schlupf-Beziehungen der statischen Versuche wurden die Anteile aus dem „Anfahren“ der zyklischen Versuche ergänzt. Das ist möglich, da die Ausziehbelastung bis zum Erreichen der Mittelspannung statisch aufgebracht wurde. Es sind sowohl der Verlauf des Schlupfes auf der belasteten als auch unbelasteten Seite dargestellt. Mit steigender Ausziehkraft wächst die sich einstellende Schlupfdifferenz. Die Differenzen beim Erreichen der Mittelspannung sind in Tabelle 5.3 enthalten.

Tabelle 5.3: Schlupfdifferenz bei $F = 50 \text{ kN}$ bzw. $\sigma = 250 \text{ MPa}$

PK-Nr.	Schlupfdifferenz Δs [mm] für Rissbreite w [mm]			
	0,0	0,1	0,2	0,3
B...-1	0,35	0,51	0,49	0,38
B...-2	0,39	0,47	0,41	0,48
B...-3	0,42	0,49	0,43	0,43
B...-4	0,35	0,45	0,47	0,39
B5-...	0,50	0,36	0,37	0,41
Mittel	0,40	0,45	0,43	0,42

Alle statischen Ausziehversuche versagten erst nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung, wobei die Fließgrenze der Stähle teilweise überschritten wurde. Gut zu erkennen ist hierbei, dass durch zunehmenden Querkzug die maximalen Ausziehlasten sinken. Ab einer Rissbreite von 0,2 mm liegen diese unterhalb der Fließgrenze, so dass auch eine vollständige Ausziehkraft-Schlupf-Beziehung auf der Lastseite erhalten wird. Da beim Überschreiten der Fließgrenze nicht mehr von einem linear-elastischen Materialverhalten ausgegangen werden kann, wurde von der Korrektur der Versuchswerte um die Dehnung des freien Stahles abgesehen. Auf die Auswertung der Abhängigkeit der Schlupfdifferenzen von der Rissbreite unter gleichen Ausziehlasten hat diese Korrektur ohnehin keinen Einfluss (siehe Abschnitt 5.2.3).

Bild 5.13: Entwicklung der Schlupfdifferenzen statisch und zyklisch ($F = 40 \dots 60$ kN)

In den halblogarithmischen Schlupf-Lastwechsel-Diagrammen der zyklischen Versuche wird neben dem jeweiligen Schlupfwachstum auf belasteter und unbelasteter Seite auch der Verlauf der Schlupfdifferenz dargestellt. Obwohl im linear-elastischen Bereich liegend, wurde aufgrund der besseren Übersichtlichkeit auf die bereits genannte Schlupfkorrektur verzichtet. Somit stimmen sowohl die ermittelten Schlupfwerte zu Beginn der Schwellbelastung als auch deren Differenz mit den Werten der statischen Versuche bei einer Ausziehbelastung von 50 kN bzw. $\sigma = 250$ MPa überein. Die Angaben der Tabelle 5.3 entsprechen daher gleichzeitig der Startdifferenz am Lastwechselbeginn.

In Tabelle 5.4 sind die Schlupfdifferenzen von Bild 5.13 für unterschiedliche Lastwechselzahlen angegeben. Alle Versuche erreichten die angestrebten 1 Mio. Schwingspiele. Beim Versuch B30-2 kam es jedoch zu einer unbemerkten Loslösung der IWA-Halterung, so dass nur die Ergebnisse bis 1.000 Lastwechsel dargestellt sind.

Tabelle 5.4: Schlupfdifferenz für verschiedene Lastwechsel

Rissbreite w [mm]	Schlupfdifferenz Δs [mm] nach n Lastwechseln						PK-Nr.
	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6	
0,0	0,35	0,35	0,37	0,37	0,38	0,38	B30-1
	0,39	0,39	0,43	-	-	-	B30-2
	0,42	0,42	0,44	0,44	0,44	0,44	B30-3
0,1	0,51	0,50	0,51	0,51	0,51	0,51	B31-1
	0,47	0,47	0,49	0,50	0,51	0,51	B31-2
	0,49	0,49	0,51	0,51	0,51	0,50	B31-3
0,2	0,50	0,50	0,52	0,52	0,52	0,51	B32-1
	0,40	0,42	0,43	0,44	0,45	0,45	B32-2
	0,43	0,43	0,43	0,43	0,44	0,44	B32-3
0,3	0,39	0,39	0,42	0,42	0,44	0,44	B33-1
	0,48	0,48	0,50	0,50	0,50	0,51	B33-2
	0,44	0,44	0,44	0,45	0,45	0,44	B33-3

5.2.3 Diskussion

Auf den Verlauf des Schlupfes entlang der Verbundlänge kann nur mit der Kenntnis des sich einstellenden Schlupfes auf belasteter und unbelasteter Stabseite geschlossen werden. Soll neben dem Schlupf am freien Ende auch derjenige auf der belasteten Stabseite gemessen werden, so kann dies nur auf indirektem Wege erfolgen. Im linear-elastischen Bereich muss die Stahldehnung zwischen dem Verbundbereich und dem Anschlagpunkt der Messaufnehmer gemäß Gleichung (5.7) vom gemessenen Wert abgezogen werden.

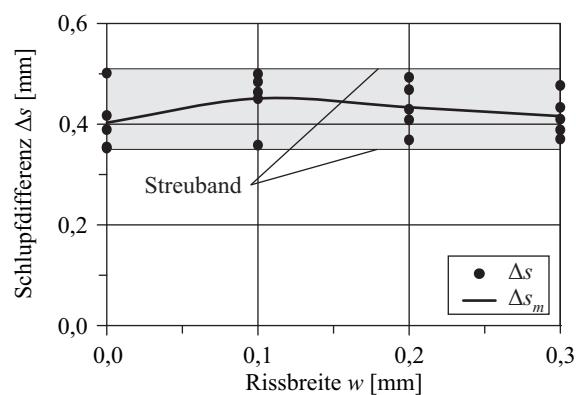
$$\Delta l_s = l_s \cdot \frac{\sigma}{E_s} = l_s \cdot \frac{F}{E_s A_s} \quad (5.14)$$

Dabei ist jedoch zu beachten, dass sowohl die im Versuch vorliegenden Werte für E-Modul und Stahlquerschnittsfläche als auch die tatsächliche, freie Stahllänge gegenüber den theoretischen Rechenannahmen mit $A_s = 0,25 \pi d_s^2$ und $E_s = 200.000$ MPa abweichen. Die Abweichung liegt allein gegenüber den Mittelwerten gemäß Tabelle 4.8 bereits bei 1,3% und kann gegenüber den Einzelwerten bis auf 5 bis 6% steigen, was die Genauigkeit der Schlupfmessung auf der belasteten Seite einschränkt. Da aber

die Abhängigkeit der Schlupfdifferenz von der Längsrisbreite bei gleicher Belastung untersucht werden soll und daher immer der gleiche Fehler eingeht, kann auf die Schlupfkorrektur verzichtet werden.

Im Ergebnis der durchgeführten Versuche zeigt sich, dass mit Beginn der Lastwechsel die Startwerte des Schlupfes sowohl auf der belasteten als auch der unbelasteten Seite vom Querkzug abhängen. Die Schlupfdifferenz hingegen bleibt davon unbeeinflusst. Bild 5.14a zeigt die im Versuch ermittelten Werte der Schlupfdifferenzen in Abhängigkeit von der Rissbreite beim Erreichen der Mittelspannung bei einer Ausziehlast von 50 kN bzw. $\sigma = 250$ MPa. Ein Einfluss der Rissbreite ist nicht erkennbar (siehe Tabelle 5.3). Das Gleiche gilt auch für andere Spannungsniveaus im linear-elastischen Bereich unterhalb der Stahlfließgrenze, vgl. Bild 5.14b. Deutlich sichtbar wird hingegen das verhältnismäßig große Streuband der Versuchsergebnisse. Mit der Übertragung dieses Streubandes in das Bild 5.13 wird ersichtlich, dass sich der geringe, aber dennoch vorhandene Anstieg der Schlupfdifferenz während der ersten Lastwechsel weitestgehend im Streubereich der Anfangsschlupfdifferenzen bewegt.

a) Schlupfdifferenz bei $\sigma = 250$ MPa



b) Schlupfdifferenz bis zur Fließgrenze

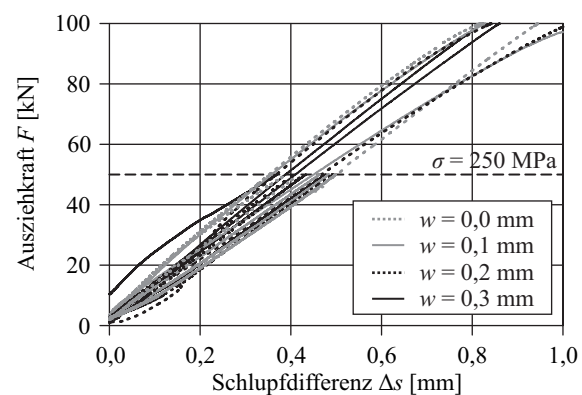


Bild 5.14: Schlupfdifferenz: a) bei 250 MPa; b) bis zur Fließgrenze

Wie bereits in Abschnitt 5.2.1 gezeigt wurde, bleibt die Schlupfdifferenz nach schon wenigen Lastwechseln bis zum Abbruch des zyklischen Versuches weitestgehend konstant. Das bedeutet, dass sich auch im weiteren Versuchsverlauf bis zum Erreichen von 1 Mio. Lastwechsel kein Einfluss der Querkzugbeanspruchung auf die Schlupfdifferenz einstellt. Mit den vorgestellten Beobachtungen ist es möglich, den Einfluss von Querkzug und schweller Ausziehbelastung anschaulich in allgemeiner Form darzustellen (Bild 5.15).

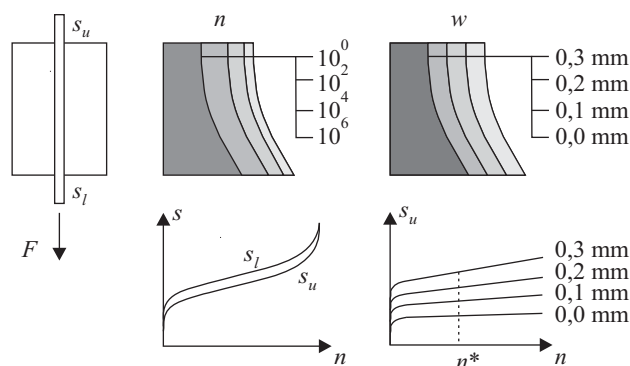


Bild 5.15: Schlupfentwicklung infolge von Lastwechseln und Querkzug

Mit Bild 5.15 wird deutlich, dass die Kenntnis der Schlupfdifferenz aus statischen Ausziehversuchen ausreicht, um auf die Schlupfentwicklung im Schwellversuch zu schließen. In der Konsequenz folgt daraus, dass im zyklischen Versuch auf eine Schlupfmessung der belasteten Seite im Prinzip verzichtet werden kann.

Insgesamt stellt sich ohnehin die Frage, inwieweit die Kenntnis der Schlupfwerte speziell für den zyklischen Belastungsfall überhaupt notwendig ist. Anders als bei statischen Versuchen gibt es im zyklischen Fall keine Berechnung, die auf differentiellen Verbundlängen aufbaut. Es geht vielmehr um die Frage, wie viele Lastwechsel bis zum Erreichen eines bestimmten Ereignisses aufgebracht werden können. Diese Aussage wird jedoch nicht davon beeinflusst, ob anstelle des Schlupfes auf der lastfreien Seite der sich einstellende Schlupf der Lastseite oder ein Schlupf im Inneren der Verbundzone herangezogen wird. So führten KOCH & BALÁZS [102] zwar zyklische Schwellversuche mit Schlupfmessung auf der belasteten Seite durch, bezogen aber in ihre aufbauenden Überlegungen ausschließlich den Schlupf der unbelasteten Seite ein.

5.2.4 Schlussfolgerung

Sowohl bei statischen als auch bei zyklischen Ausziehversuchen kann ein Unterschied der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton auf der belasteten und der unbelasteten Seite beobachtet werden. Während der Schlupf am unbelasteten Ende direkt gemessen werden kann, muss bei der Messung des Schlupfes der belasteten Seite die Dehnung des freien Stahles zwischen Verbundzone und Anschlagpunkt der Wegaufnehmer berücksichtigt werden. Die dann erforderliche Korrektur des Messwertes ist als problematisch einzuschätzen, da sie einem, wenn auch geringen Fehler unterliegt.

Mit zunehmender Ausziehbeanspruchung nimmt die Differenz der gemessenen Schlupfwerte zu. Beim Erreichen der Mittelspannung stellt sich im zyklischen Versuch eine Schlupfdifferenz ein, die über den weiteren Versuchsverlauf nahezu konstant bleibt. Dabei ist ein Einfluss der Querkzugbeanspruchung bzw. Längsrissbreite auf die Schlupfdifferenz weder im statischen noch im zyklischen Versuch zu erkennen.

Darüber hinaus führt im zyklischen Test die Schlupfmessung an der belasteten gegenüber derjenigen auf der unbelasteten Seite nicht zu neuen Aussagen und Erkenntnissen hinsichtlich erwarteter oder erreichter Lastwechsel. Somit kann zur Vorhersage von ertragbaren Lastwechselzahlen mittels zyklisch belasteter Ausziehversuche auf eine Messung des Schlupfes am belasteten Ende des Ausziehstabes uneingeschränkt verzichtet werden.

5.2.5 Tastversuch

Bei einigen Untersuchungen, wie z. B. von LOVEGROVE & SALAH EL-DIN [121] und REHM & ELIGHAUSEN [169], wurde festgestellt, dass sich mit zunehmender Lastwechselzahl wachsende Rissbreiten ergeben (Bild 5.16). Dies steht jedoch im Widerspruch zur Beobachtung von weitestgehend konstanten Schlupfdifferenzen. In einem zentrisch belasteten Risselement wird allgemein von der Vorstellung ausgegangen, dass die Rissbreite der Summe aus den Schlupfdifferenzen über zwei halbe Rissabstände entspricht. Bei weitestgehend konstanten Differenzen wären demnach ebenso konstante Rissbreiten zu erwarten.

Es muss jedoch beachtet werden, dass das besagte Risswachstum sowohl in [121] als auch [169] an Balken beobachtet wurde, welche einer schwellenden Biegebeanspruchung ausgesetzt waren. Damit sind diese Beobachtungen nicht direkt mit zentrisch belasteten Ausziehkörpern vergleichbar.

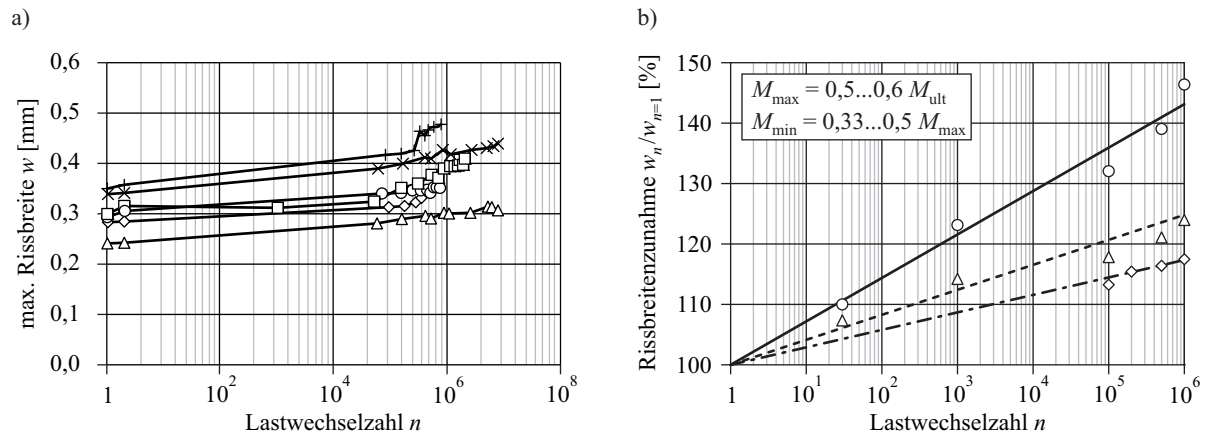


Bild 5.16: Rissbreitenentwicklung: a) LOVEGROVE & SALAH EL-DIN [121]; b) REHM & ELIGEHAUSEN [169]

Zur Beantwortung der Frage, ob es auch zu wachsenden Rissbreiten bei zentrischen Zugversuchen an langen Dehnkörpern kommt, wurde ein Tastversuch durchgeführt. Der zylindrische Versuchskörper mit zwei vorgegebenen Risspositionen und einem einbetonierten Bewehrungsstab $d_s = 20$ mm wurde beidseitig in den Prüfraumen eingespannt und zyklisch belastet (Bild 5.17). Dazu wurde eine Spannungsschwingbreite der Stahlspannung von $\Delta\sigma = 100$ MPa aufgebracht. Die Mittelspannung betrug rund 250 MPa.

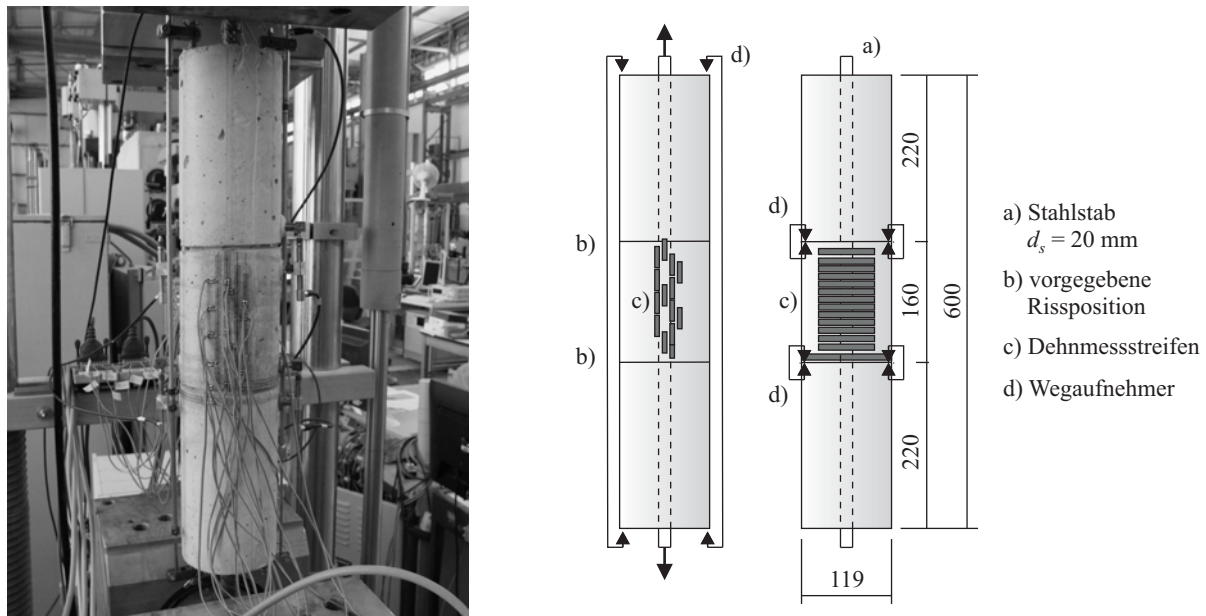


Bild 5.17: Dehnkörper: Tastversuch zur Rissentwicklung unter zyklischer Belastung

In Bild 5.18 ist neben der Rissentwicklung der beiden Risse auch die Gesamtkörperverformung aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass nach den ersten Lastwechseln ein geringes Anwachsen der Rissbreiten verzeichnet werden konnte, welches im weiteren Versuchsverlauf stagnierte. Dieses am Zugkörper festgestellte Verhalten bestätigt die Beobachtungen, welche am Ausziehkörper gemacht wurden. Demnach ist das Rissbreitenwachstum der Ermüdungsversuche an Balkenkörpern nicht unbedingt auf eine Zunahme der Schlupfdifferenz infolge einer zentrisch wirkenden Schwellbelastung zurückzuführen.

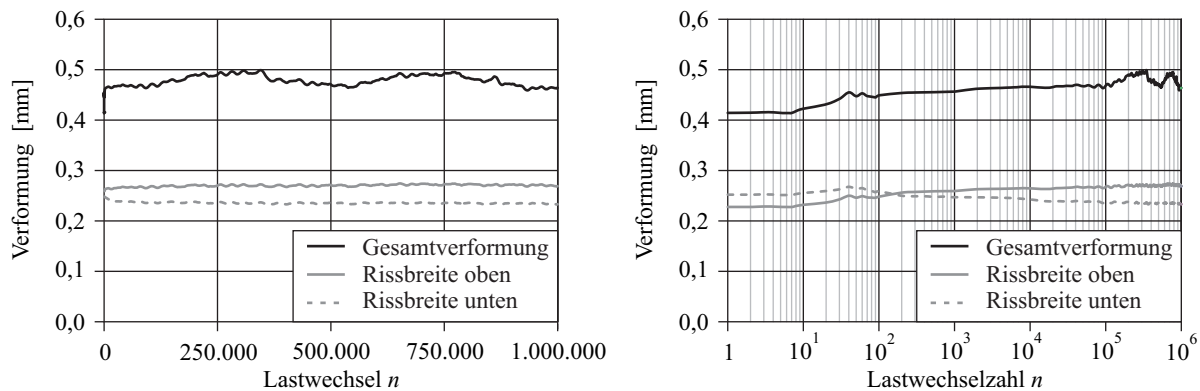


Bild 5.18: Rissbreitenentwicklung am untersuchten Zugkörper

Bei der theoretischen Betrachtung reiner Dehnkörper kam ZANUY [239] zu einem ähnlichen Ergebnis (Bild 5.19). Der Rissbreitenanstieg für seinen zyklisch belasteten Probekörper ähnlich einem Stützenfuß führte er auf eine Abnahme der effektiven Betonzugzone zurück.

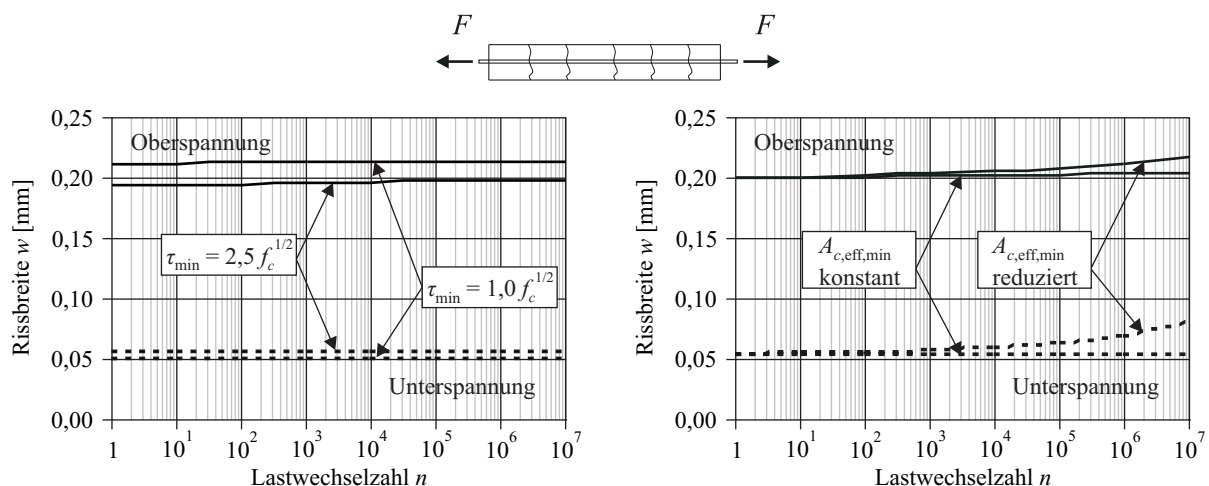


Bild 5.19: Simulation der Rissbreitenentwicklung am Dehnkörper, ZANUY [239]

5.3 Wöhlerlinien

5.3.1 Wöhlerlinienkriterium

Durch die getrennt geführten Ermüdungsnachweise für Betonstahl und Beton wurde der Ermüdungsfestigkeit des Bewehrungsverbundes bisher noch keine Bemessungsrelevanz zuerkannt. Daher existiert auch keine normative Festlegung von Wöhlerlinien der Verbundermüdung. Die Ergebnisse der durchgeführten Verbundversuche zeigen jedoch, dass mit steigender Querkzugbeanspruchung, d. h. mit steigenden Rissbreiten entlang des Ausziehstabes, die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes sinkt. Um diesen Sachverhalt sinnvoll in Beziehung zum Ermüdungsverhalten von Bewehrungsstahl und Beton stellen zu können, soll für die Wöhlerlinien des Verbundes ein geeigneter Ansatz gefunden werden.

Neben dem Ansatz für die Bestimmungsgleichung muss auch ein geeignetes Kriterium für die Aufstellung der Wöhlerlinie des Verbundes gefunden werden. Im Fall einer statischen Verbundbeanspruchung wird davon ausgegangen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) bei einer bestimmten Verschiebung (Schlupf) zwischen Bewehrungsstab und Beton erreicht ist (vgl. Abschnitt 2.4.1). Bereits ROŠ [183] definierte als „Grenze der Ermüdungs-Haftfestigkeit“ diejenige Kraft- bzw. Spannungsgrenze, für welche bei 1 Mio. vollen Schwingspielen der Bewehrungsstahl einen „Gleitweg“ von

0,1 mm erreicht. Aus diesem Grund erscheint es sinnvoll, für den schwellenden Belastungsfall, der durch ein fortschreitendes Schlupfwachstum gekennzeichnet ist, entsprechend einen bestimmten Wert des Schlupfzuwachses Δs zu definieren. Wird der Wert $s_0 + \Delta s$ erreicht, so kann vom Grenzzustand der Verbundermüdung (GZE) ausgegangen werden.

Die nachfolgend diskutierten Verbundwöhlerlinien basieren demnach nicht auf einem Verbundbruch, sondern auf einem bestimmten Schlupfzuwachs Δs . Als zulässiges Maß wird ein Schlupfzuwachs von $\Delta s = 0,1$ mm definiert. Dies geschieht in Anlehnung an das von ROŠ [183] vorgeschlagene Kriterium, wonach der Schlupf bis zur Grenze von 1 Mio. Lastwechseln den Wert von 0,1 mm nicht überschreiten darf. Dieser Schlupfwert bezieht sich auf Schwingspiele mit nahe an Null liegenden Unterspannungen. Bei unterschiedlichen Belastungshorizonten der Unterspannung gilt diese Forderung dem Schlupfzuwachs. Höhere Werte werden als unzulässig betrachtet, da mit ihnen die Gefahr der Öffnung von zu breiten Rissen besteht.

Mit den Parametern b und s_0 , welche in der Kurvenanpassung (siehe Abschnitt 5.1) ermittelt werden konnten, ist es nunmehr möglich, für bestimmte, ausgewählte Schlupfwerte s_x entsprechende Lastwechselzahlen gemäß Gleichung (5.15) zu berechnen.

$$n = \left(\frac{s_x}{s_0} \right)^{\frac{1}{b}} - 1 \quad (5.15)$$

Anstelle des Kriteriums der völligen Verbundauflösung (Verbundbruch) wurde das Maß Δs einer definierten Schlupfzunahme als Grundlage für die Bildung einer Wöhlerlinie gewählt. Dieses Kriterium führt zu Gleichung (5.16).

$$n = \left(\frac{s_0 + \Delta s}{s_0} \right)^{\frac{1}{b}} - 1 \quad (5.16)$$

5.3.2 Ansatz nach Basquin

Einen der einfachsten Ansätze zur Beschreibung des Zeitfestigkeitsbereiches einer Wöhlerlinie schlug BASQUIN [15] mit Gleichung (5.17) vor.

$$\sigma_{\max} = C \cdot n^m \quad (5.17)$$

Häufig wird dieser auch in logarithmischer Form angegeben.

$$\lg n = \frac{1}{m} \cdot (\lg \sigma_{\max} - \lg C) = \tilde{C} + \tilde{m} \cdot \lg \sigma_{\max} \quad (5.18)$$

Angewandt auf Verbundoberspannungen ergibt sich Gleichung (5.19).

$$\tau_{\max}(n) = C \cdot n^m \quad (5.19)$$

Im doppeltlogarithmischen Maßstab würde diese Funktion eine Gerade beschreiben, bei welcher der Exponent m die Neigung und die Konstante C die relative Lage im Diagramm bestimmen.

Bild 5.20 und Bild 5.21 zeigen die aus den Verbundversuchen erhaltenen Ergebnisse und die durch Regression auf Basis des Ansatzes nach BASQUIN entsprechend erzeugten Wöhlerlinien im halblogarithmischen Maßstab. Dabei ist zu beachten, dass die Berechnung nach Gleichung (5.16) mithilfe der spezifischen Beiwerte s_0 und b (siehe Anhang A5) nur für Lastwechselzahlen ab 1 Mio. durchgeführt wurde. Niedrigere Lastwechselzahlen konnten direkt aus den Messkurven entnommen werden.

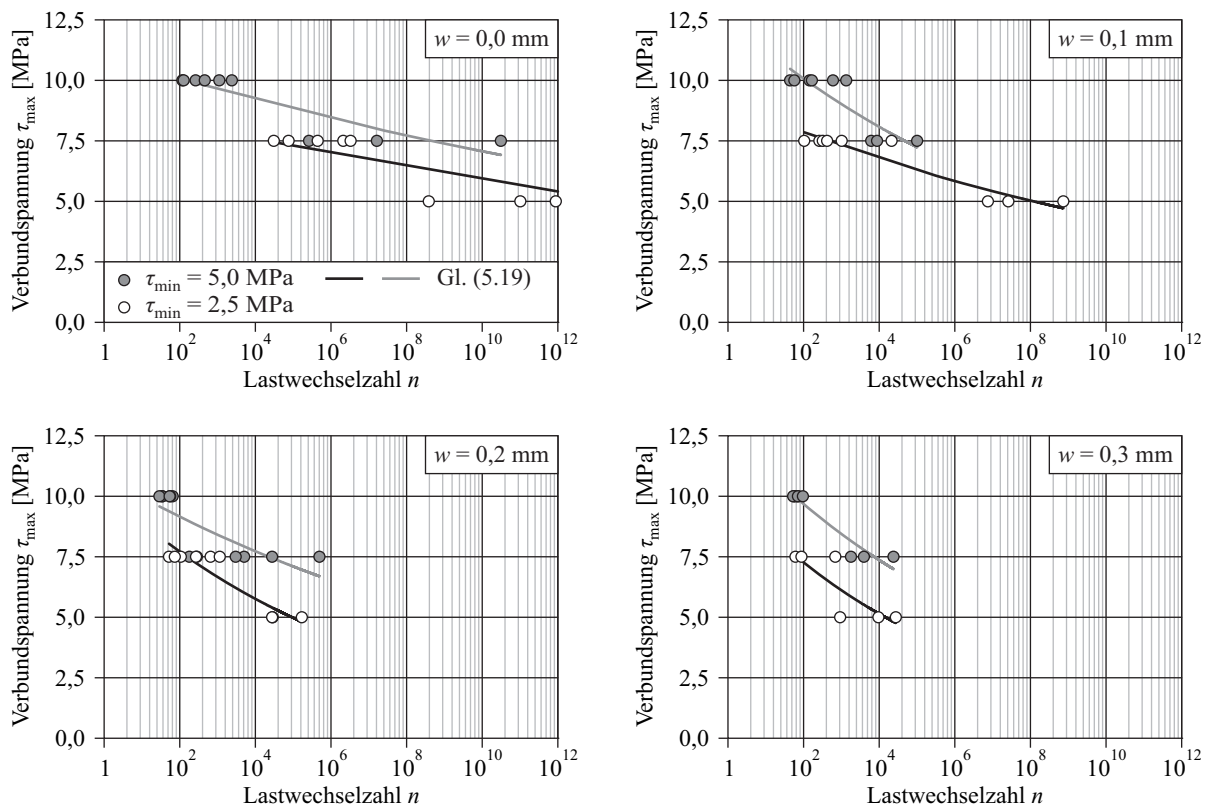


Bild 5.20: Wöhlerlinien nach BASQUIN, Beton A

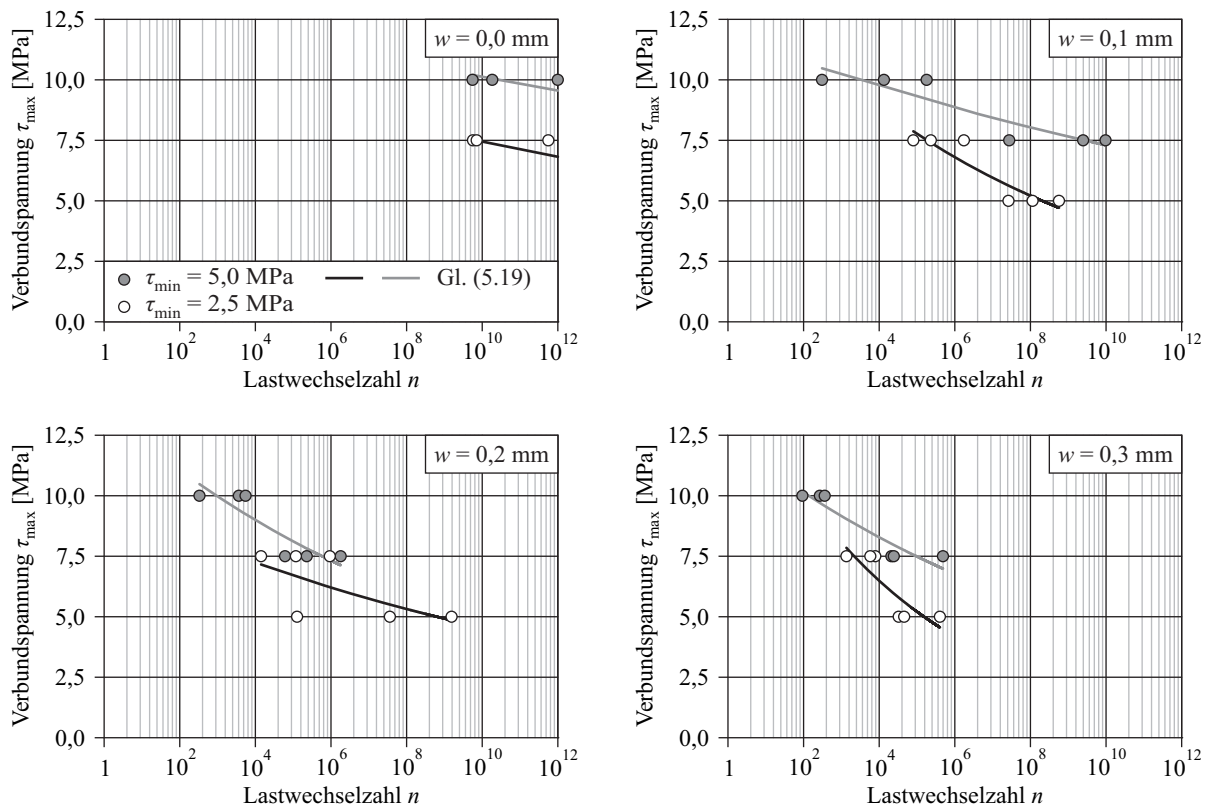


Bild 5.21: Wöhlerlinien nach BASQUIN, Beton C

Tabelle 5.5: Schwingspiele

Spiel	Ausziehungskraft F [kN]			Stahlspannung σ [MPa]			Verbundspannung τ [MPa]		
	F_{\min}	F_{\max}	ΔF	σ_{\min}	σ_{\max}	$\Delta\sigma$	τ_{\min}	τ_{\max}	$\Delta\tau$
S1	20	40	20	100	200	100	2,5	5,0	2,5
S2	20	60	40	100	300	200	2,5	7,5	5,0
S3	40	60	20	200	300	100	5,0	7,5	2,5
S4	40	80	40	200	400	200	5,0	10,0	5,0

Eine Wöhlerlinie wird immer durch die Ergebnisse aus zwei Schwingspielen (vgl. Tabelle 5.5) mit gleicher Unterlast bzw. Unterspannung gebildet. Somit ist in den Diagrammen stets zwischen vier verschiedenen Querzugzuständen und zwei unterschiedlichen Unterspannungsniveaus zu unterscheiden. Die „Rissbreite“ von $w = 0,0$ mm entspricht den Verbundversuchen ohne Querzugbelastung. Die Parameter für Gleichung (5.19) sind in Tabelle 5.6 angegeben.

Tabelle 5.6: Parameter der Verbundwöhlerlinien nach Gleichung (5.19)

Rissbreite w [mm]	Beton A				Beton C			
	$\tau_{\min} = 2,5$ MPa		$\tau_{\min} = 5,0$ MPa		$\tau_{\min} = 2,5$ MPa		$\tau_{\min} = 5,0$ MPa	
	C [MPa]	m	C [MPa]	m	C [MPa]	m	C [MPa]	m
0,0	9,1	-0,019	11,0	-0,019	12,2	-0,021	13,9	-0,014
0,1	9,1	-0,032	12,6	-0,048	15,1	-0,058	11,8	-0,021
0,2	10,3	-0,063	10,8	-0,037	9,9	-0,033	14,0	-0,047
0,3	10,3	-0,075	12,7	-0,059	15,6	-0,095	12,4	-0,044

Die Versuchsergebnisse können mit der Darstellungsweise des Ansatzes nach BASQUIN [15] zufriedenstellend wiedergegeben werden. Allerdings sind diese Verbundwöhlerlinien schlecht in den Kontext der bereits in Kapitel 3 beschriebenen Wöhlerlinien der Beton- oder Stahlermüdung zu überführen. Grund dafür ist die stark abweichende Struktur der dort verwendeten Bestimmungsgleichungen.

5.3.3 Ansatz analog zur Betonermüdung

Gemäß MÜLLER ET AL. [139] kann davon ausgegangen werden, dass die Ermüdung des Verbundes mit der des Betons vergleichbar ist. Somit liegt es nahe, einen der Betonermüdung ähnlichen Ansatz der Wöhlerlinie für den Verbund zu wählen. Mit der entsprechend vorgenommenen Verwendung von bezogenen Verbundspannungen ergeben sich die Verbundwöhlerlinien nach Gleichung (5.20) analog DIN 1045-1 [43] bzw. nach Gleichung (5.21) analog CEB-FIP MODEL CODE 90 [28].

$$\lg n = B \cdot \frac{1 - T_{\max}}{\sqrt{1 - T_{\min}/T_{\max}}} \quad (5.20)$$

$$\lg n = (a + b \cdot T_{\min} + c \cdot T_{\min}^2) \cdot (1 - T_{\max}) \quad (5.21)$$

mit

$$T_{\max} = \tau_{\max} / \tau_{\text{ult}} \quad (5.22)$$

$$T_{\min} = \tau_{\min} / \tau_{\text{ult}} \quad (5.23)$$

Die auf die maximale Verbundspannung aus den statischen Versuchen (Verbundfestigkeit) bezogenen Ober- und Unterlasten können als Verbundspannungsverhältnisse nach Gleichung (5.22) bzw. (5.23) formuliert werden. Diese Annahme wurde von LOTZE [120] indirekt bestätigt, indem er die auftretenden Schwelllasten allgemein in zwei Beanspruchungsgruppen aufteilte (vgl. Abschnitt 3.4):

- Druck- und indirekte Zugschwellbeanspruchung (Biegezug, Spaltzug, Verbund)
- Zentrische Zugschwellbeanspruchung

Diese Einteilung zeigt somit den Zusammenhang zwischen schwellender Verbundbelastung und Betondruckschwellbelastung auf. Der Verbund kann als Zusammenspiel zwischen indirekter Zug- und Druckbelastung (gleiche Gruppe nach LOTZE) aufgefasst und demnach prinzipiell mit einem Ansatz für druckschwellbeanspruchten Beton beschrieben werden.

Jedoch laufen die nach Gleichung (5.20) oder (5.21) gebildeten Wöhlerlinien in einem Punkt auf der Ordinate zusammen (vgl. Bild 3.21), womit die vorliegenden Versuchsergebnisse aus Bild 5.20 nur unzureichend wiedergegeben werden können.

5.3.4 Ansatz für den Verbund nach Koch & Balázs

Die Notwendigkeit der Aufstellung von Wöhlerlinien der Verbundermüdung wurde bereits von KOCH & BALÁZS [103] erkannt. Dazu gaben sie den Ansatz in Gleichung (5.24) an, der auf bezogenen Verbundspannungsschwingbreiten basiert.

$$\frac{\Delta \tau}{\tau_{\text{ult}}} = \frac{(d+1) + b \cdot (n^c - 1)}{1 + d \cdot n^c} \quad (5.24)$$

Einige Zeit später nahmen KOCH & BALÁZS [101] eine Änderung ihres Ansatzes für die Verbundwöhlerlinie vor, welche zur Formulierung von Gleichung (5.25) führte.

$$\frac{\Delta \tau}{\tau_{\text{ult}}} = \frac{\Delta \tau_R}{\tau_{\text{ult}}} + \left(1 - \frac{\Delta \tau_R}{\tau_{\text{ult}}} \right) \cdot a^K \quad \text{mit } K = (\lg n)^b \quad (5.25)$$

Der Wert $\Delta \tau_R$ stellt die Quasi-Dauerfestigkeitsgrenze der Verbundspannungsschwingbreite dar. Kritisch zu sehen ist der Umstand, dass mit den Ansätzen nach Gleichung (5.24) und (5.25) nur schwer ein Zusammenhang zwischen Wöhlerlinien des Bewehrungsverbundes und den bestehenden Wöhlerlinien der Beton- oder Stahlermüdung hergestellt werden kann.

5.3.5 Ansatz analog zur Stahlermüdung

Zur Beschreibung der Wöhlerlinien für die Stahlermüdung wird auf sogenannte normierte Wöhlerlinien, welche auf eine definierte Quasi-Dauerfestigkeit bezogen werden, gemäß Ansatz (3.2) zurückgegriffen. Die analoge Anwendung auf Verbundoberspannungen führt zu Gleichung (5.26).

$$\tau_{\max}(n) = \tau_R \cdot \left(\frac{n}{n_R} \right)^{-1/k} \quad (5.26)$$

Ist die Wöhlerlinienfunktion nach dem Ansatz von BASQUIN bereits vorhanden, vgl. Gleichung (5.19), kann die normierte Wöhlerlinie relativ einfach aus deren Parametern bestimmt werden. Es gilt:

$$C \cdot n^m = \tau_R \cdot \left(\frac{n}{n_R} \right)^{-1/k} \quad (5.27)$$

Damit werden folgende Zusammenhänge deutlich:

$$k = -\frac{1}{m} \quad (5.28)$$

$$\tau_R \cdot \left(\frac{1}{n_R} \right)^{-1/k} = C \rightarrow \tau_R = C \cdot n_R^m \quad (5.29)$$

Die Tabelle 5.7 enthält die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Parameter für die Formulierung von normierten Wöhlerlinien des Verbundes. Bild 5.22 zeigt schließlich getrennt für die beiden untersuchten Unterspannungen die sich ergebenden Verbundwöhlerlinien in Abhängigkeit von der Rissbreite.

Tabelle 5.7: Parameter der Verbundwöhlerlinien nach Gleichung (5.26)

Rissbreite w [mm]	Beton A				Beton C			
	$\tau_{\min} = 2,5$ MPa		$\tau_{\min} = 5,0$ MPa		$\tau_{\min} = 2,5$ MPa		$\tau_{\min} = 5,0$ MPa	
	τ_R [MPa]	k	τ_R [MPa]	k	τ_R [MPa]	k	τ_R [MPa]	k
0,0	7,0	52	8,4	52	9,1	48	11,4	71
0,1	5,8	31	6,5	21	6,8	17	8,8	48
0,2	4,3	16	6,5	27	6,2	30	7,3	21
0,3	3,6	13	5,6	17	4,2	11	6,8	23

Hierbei kann allerdings festgestellt werden, dass besonders die Linien der Rissbreite $w = 0,2$ mm für den Beton A bei $\tau_{\min} = 5,0$ MPa sowie den Beton C bei $\tau_{\min} = 2,5$ MPa relativ flach verlaufen, das heißt im Vergleich zu den benachbarten Rissbreiten zu große Neigungsexponenten k aufweisen. Die Ursache hierfür muss in der speziell in diesen Fällen vorliegenden, verhältnismäßig geringen Qualität der Regression von über mehrere Potenzen streuenden Lastwechselzahlen gesucht werden (vgl. Bild 5.20 bzw. Bild 5.21).

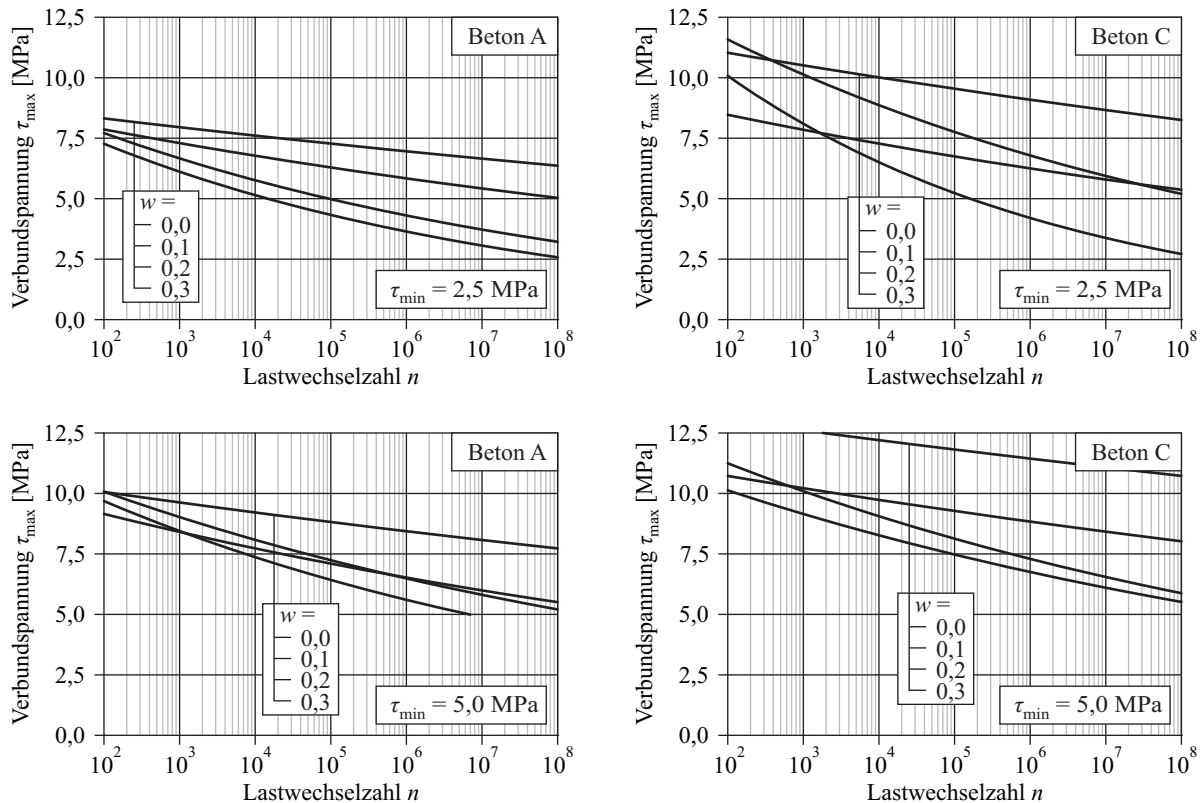


Bild 5.22: Verbundwöhlerlinien entsprechend Tabelle 5.7

5.3.6 Schlussfolgerung

Mit steigender Querkzugbeanspruchung sinkt die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes zwischen Bewehrungsstahl und Beton. Bei sonst gleichbleibenden Bedingungen gewinnt die Verbundermüdung damit an Bedeutung. Bereits kleine Verformungen haben einen großen Einfluss auf das Gesamttragverhalten der Stahlbetonkonstruktion. Wächst die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton über ein bestimmtes Maß hinaus, ist mit einer unzulässigen Schädigung des Verbundes zu rechnen. Wöhlerlinien der Verbundermüdung sollten demnach an ein Verformungskriterium des Schlupfes gekoppelt werden. Die hier vorgestellten Wöhlerlinien beruhen auf der Grundlage eines Schlupfzuwachses von 0,1 mm. Ausgehend von der Bestimmungsgleichung nach BASQUIN sollten die aus den Versuchsdaten abgeleiteten Verbundwöhlerlinien in Form von normierten Wöhlerlinien in Abhängigkeit von der Längsrisbreite angegeben werden.

5.4 Isozyklische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

5.4.1 Grundlagen

Im Mittelpunkt dieses Abschnittes soll eine alternative Methode stehen, mit deren Hilfe es möglich ist, Wöhlerlinien der Verbundermüdung zu bilden, ohne dass auf die Vorgabe einer Ansatzfunktion für sie zurückgegriffen werden muss. Dieser Vorteil, der zudem zu einer Wöhlergleichung führt, mit der wesentliche Parameter berücksichtigt werden können, spiegelt sich allerdings in der Qualität der erzielten Resultate nur mäßig wider. Trotzdem kann anhand dieser Methode ein Hilfsmittel geschaffen werden, welches beispielsweise eine Abschätzung der Schlupfentwicklung im Zusammenhang mit der Stahlermüdung in Abschnitt 6.1 ermöglicht.

Mithilfe von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus statischen Ausziehversuchen sowie der Kenntnis des Schlupfwachstums aus zyklischen Versuchen ist es möglich, solche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zu bilden, die den Schlupf verschiedener Belastungshorizonte bei gleicher Lastwechselzahl angeben. Ähnliche Darstellungen werden für das Verbundkriechen (Abschnitt 5.1.1) als isochrone Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bezeichnet, vgl. FRANKE [70]. Da jedoch im vorliegenden Fall nicht Zustände mit einer Zeitgleichheit, sondern solche mit gleichen Lastwechselzahlen betrachtet werden sollen, wird die Bezeichnung *isozyklische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung* eingeführt. Mit der Wahl eines geeigneten Kriteriums ist es weiterhin möglich, daraus direkt entsprechende Wöhlerlinien abzuleiten. Ausgehend von den bereits bekannten Modellen (Bild 5.23) sollen im Folgenden die einzelnen Schritte detailliert dargelegt werden.

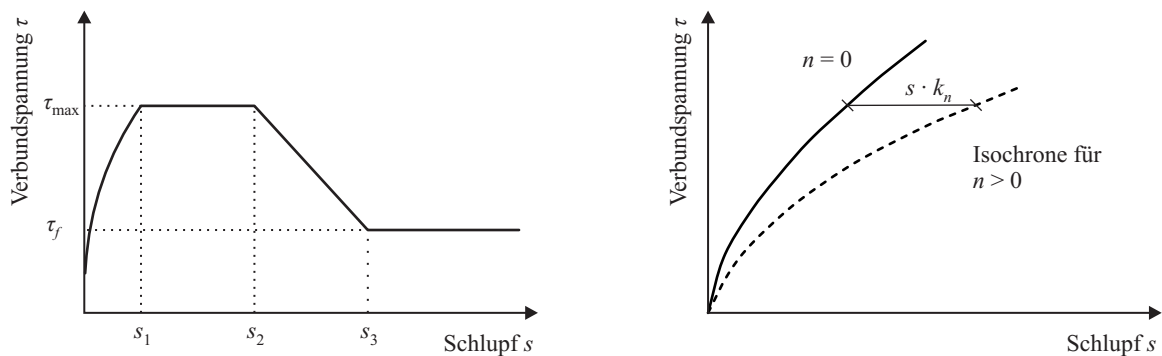


Bild 5.23: Isochrone Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90

Die Schlupfentwicklung bei zyklischer Ausziehbelastung kann gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90 mittels Gleichung (5.30) beschrieben werden.

$$s = s_0 + s_0 k_n = s_0 (1 + n)^{0,107} \quad (5.30)$$

Der Zusammenhang zwischen dem Startschlupf s_0 und der aufgetragenen Belastung wird durch den ansteigenden Ast der statischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschrieben und kann beispielsweise gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90 mit Gleichung (5.31) dargestellt werden.

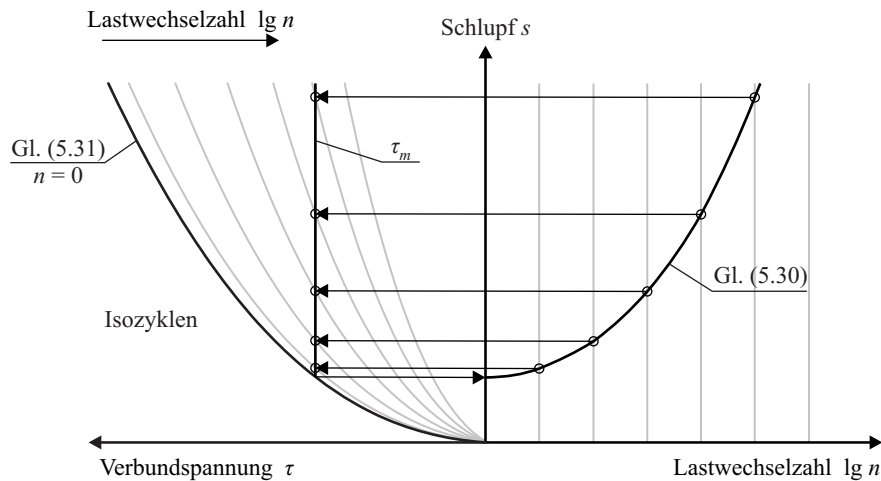
$$\tau_m = \tau_{ult} \left(\frac{s_0}{s_1} \right)^\alpha \rightarrow s_0 = s_1 \cdot \sqrt[\alpha]{\frac{\tau_m}{\tau_{ult}}} \quad \text{mit } s_1 = 1 \text{ mm} \quad (5.31)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (5.31) in die Gleichung (5.30) können die bezogenen isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen nach Gleichung (5.32) gebildet werden.

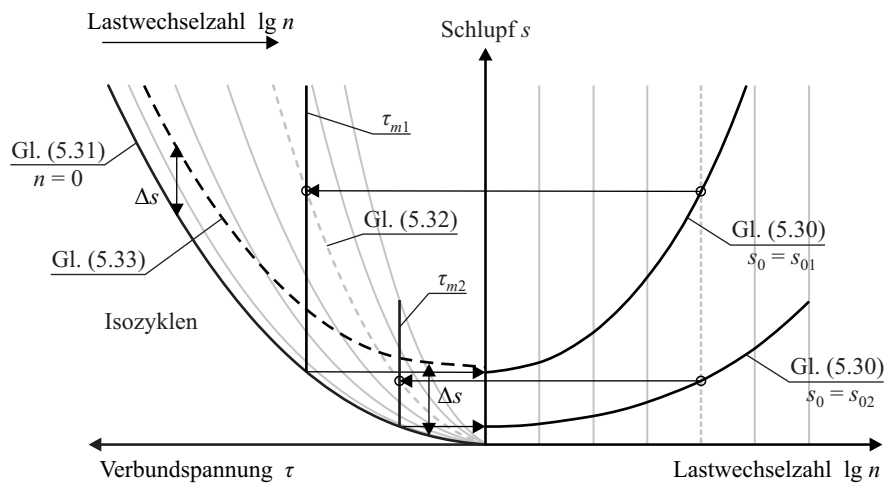
$$s = s_1 (1 + n)^b \cdot \sqrt[\alpha]{\frac{\tau_m}{\tau_{ult}}} \rightarrow \tau_m = \tau_{ult} \left(\frac{s}{s_1 (1 + n)^b} \right)^\alpha \quad \text{mit } s_1 = 1 \text{ mm} \quad (5.32)$$

Die folgenden Bilder zeigen, welcher Zusammenhang zwischen der Darstellung des Schlupfwachstums im Schlupf-Lastwechsel-Diagramm und derjenigen mittels isozyklischer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen besteht.

In Bild 5.24 ist links der typische Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung eines statischen Versuches ($n = 0$) um 90 Grad gedreht dargestellt. Bei einer zyklischen Belastung kommt es zu einem Schlupfwachstum bei gleichbleibender Mittelspannung τ_m (vgl. Bild 3.37). Dieses Schlupfwachstum ist rechts im logarithmischen Maßstab über die Lastwechselzahl aufgetragen. Das Erreichen von bestimmten Schlupfwerten nach dem Durchlaufen entsprechender Lastwechsel kann auf diese Weise in das Diagramm der statischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung übertragen werden.


Bild 5.24: Bildung von isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Mit der Hilfe von weiteren Schlupf-Lastwechsel-Beziehungen auf der Basis unterschiedlicher Mittelspannungen ergeben sich verschiedene Schlupfwerte bei gleicher Lastwechselzahl (Bild 5.25). Werden diese Schlupfwerte in das Diagramm der statischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung übertragen, beschreiben sie den Verlauf des isozyklischen Zusammenhanges zwischen Verbundspannung und Schlupf der jeweils betrachteten Lastwechselzahl.


Bild 5.25: Bildung von isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Wie bereits in Abschnitt 5.3.1 dargelegt wurde, soll für die Bildung einer Wöhlerlinie des Verbundes nicht vom Kriterium der völligen Verbundauflösung (Verbundbruch) ausgegangen werden. Als Grundlage wurde das Maß Δs einer definierten Schlupfzunahme gewählt. Dieses Kriterium kann mit Gleichung (5.33) beschrieben werden.

$$\tau_m = \tau_{ult} \left(\frac{s - \Delta s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{für } s > \Delta s \text{ mit } s_1 = 1 \text{ mm} \quad (5.33)$$

Diese Funktion schneidet den Bereich der isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, so dass aus den Schnittpunkten direkt eine Wöhlerlinie abgeleitet werden kann (Bild 5.26).

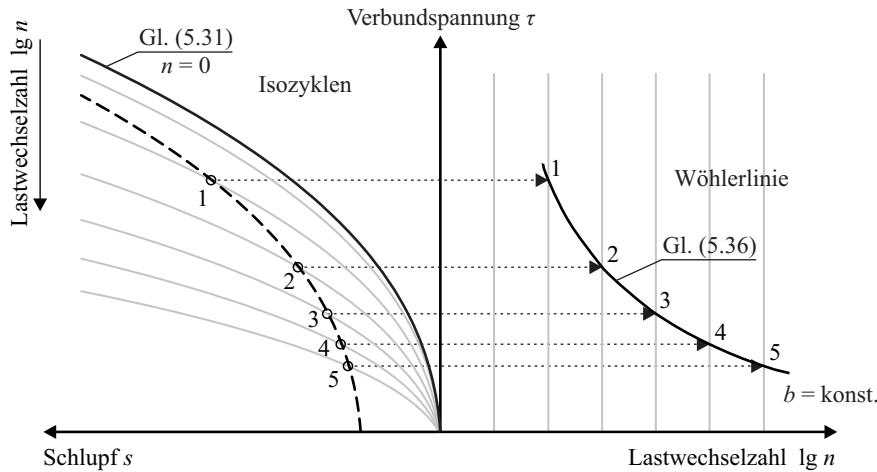


Bild 5.26: Bildung von Wöhlerlinien aus isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Die Gleichungen (5.32) und (5.33) können entsprechend den Gleichungen (5.34) und (5.35) nach dem Schlupf umgestellt werden. Durch Gleichsetzen des Schlupfes ist der Funktionsverlauf der sich ergebenden Wöhlerlinie ebenfalls analytisch bestimmbar. Unter der Voraussetzung jeweils gleicher Unter- spannungen gilt Gleichung (5.36) für die Auftragung der Verbundmittelspannung.

$$s = \Delta s + s_1 \left(\frac{\tau_m}{\tau_{ult}} \right)^{1/\alpha} \quad (5.34)$$

$$s = (1+n)^b \cdot s_1 \left(\frac{\tau_m}{\tau_{ult}} \right)^{1/\alpha} \quad (5.35)$$

$$\tau_m(n) = \tau_{ult} \left(\frac{\Delta s}{s_1 (1+n)^b - s_1} \right)^\alpha \quad \text{mit } s_1 = 1 \text{ mm} \quad (5.36)$$

Um zu der Darstellung auf der Grundlage von Verbundoberspannungen zu gelangen, kann die Gleichung (5.36) entsprechend umgebildet werden.

$$\tau_{max}(n) = 2 \tau_{ult} \cdot \left(\frac{\Delta s}{s_1 (1+n)^b - s_1} \right)^\alpha - \tau_{min} \quad \text{mit } s_1 = 1 \text{ mm} \quad (5.37)$$

Die beschriebene Ermittlung von Wöhlerlinien geht davon aus, dass das Schlupfwachstum für alle Schwingspiele auf allen Belastungshorizonten der Gleichung (5.30) mit Annahme eines konstanten Exponenten $b = 0,107$ entspricht. Es muss aber beachtet werden, dass dieser Exponent für verschiedene Verbund- oder Beanspruchungssituationen andere Werte annimmt. Bei wachsender Belastung ist beispielsweise mit steigenden Werten für b zu rechnen. Dabei ist der Exponent b sowohl von der Oberspannung (bei konstanter Unterspannung) als auch der Schwingbreite (bei konstanter Mittelspannung) abhängig.

So wurden beispielsweise durch SIPPEL [202], OH & KIM [150] sowie ZANUY ET AL. [239] entsprechende Beziehungen zwischen dem Exponenten b und der Belastung angegeben (Abschnitt 3.4). Dabei wurde allerdings nur der Einfluss der Oberspannung erfasst, ohne aber die Abhängigkeit von der Schwingbreite zu berücksichtigen.

Schwingspiele mit gleicher Oberspannung können unterschiedlich große Unterspannungen aufweisen. In der Folge ergeben sich ungleiche Exponenten b , die in der gemeinsamen Darstellung b über $\tau_{\max} / \tau_{\text{ult}}$ zu einer großen Streuung führen. Da sich mit der Steigerung der Oberspannung das Spektrum möglicher Schwingbreiten vergrößert, muss diese Streuung naturgemäß anwachsen. Demzufolge ist die trichterförmige Zunahme der Streuung in den Bildern 3.38, 3.42 und 3.50 plausibel. Soll in Gleichung (5.37) die Abhängigkeit des Exponenten b von der Belastung berücksichtigt werden, ist es hilfreich, diese Gleichung nach der Lastwechselzahl n umzustellen.

$$n = \left[\frac{\Delta s}{s_1 \cdot \left(\frac{\tau_{\max} + \tau_{\min}}{2 \cdot \tau_{\text{ult}}} \right)^{1/\alpha}} + 1 \right]^{1/b} - 1 \quad \text{mit } b = f(\tau_{\max}; \tau_{\min}) \quad (5.38)$$

In Bild 5.27 wird qualitativ dargestellt, wie sich die Berücksichtigung eines von der Oberspannung abhängigen Exponenten b auf die isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen auswirkt und welcher Verlauf sich daraus für die Wöhlerlinie ergibt.

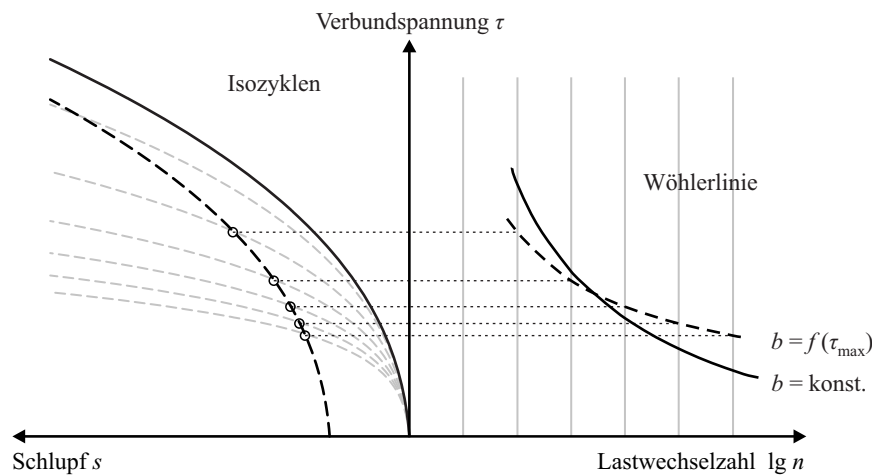


Bild 5.27: Bildung von Wöhlerlinien

5.4.2 Anwendung

Das Ziel ist es, aus den vorliegenden Ergebnissen der durchgeführten Versuche entsprechende Wöhlerlinien abzuleiten, die für das Verformungskriterium eines Schlupfzuwachses von $\Delta s = 0,1$ mm aufgestellt werden sollen. Wie bereits auf theoretischem Wege gezeigt wurde, können die Wöhlerlinien mithilfe der isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen direkt bestimmt werden, ohne dass dafür ein geeigneter Regressionsansatz (vgl. Abschnitt 5.3) gefunden werden muss.

Anhand der durchgeführten Ausziehversuche kann neben dem Einfluss der Rissbreite (Abschnitt 5.1) auch ein Zusammenhang zwischen dem Exponenten b und der aufgetragenen Belastung beobachtet werden. Für die Versuche ohne Querkzugbeanspruchung mit $w = 0,0$ mm zeigt Bild 5.28 exemplarisch einen linearen Anstieg von b mit zunehmender Oberspannung. Dabei ist dieser Anstieg neben der Unterspannung auch von der Betonqualität abhängig.

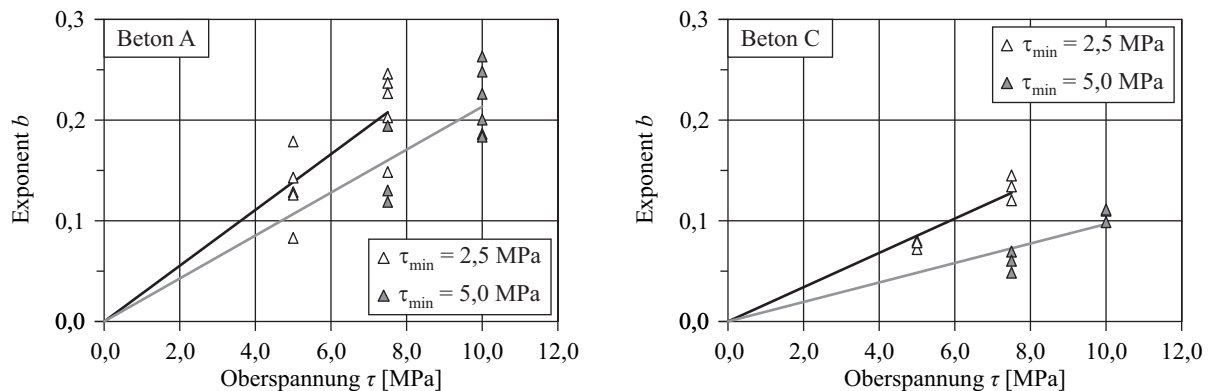


Bild 5.28: Abhängigkeit zwischen dem Exponenten b und der Oberspannung für $w = 0,0$ mm

Allgemein kann diese Feststellung mit Gleichung (5.39) formuliert werden. Die entsprechend ermittelten Werte für den Anstieg m enthält die Tabelle 5.8. Es fällt auf, dass mit der Zunahme der Unterspannung wie auch der Betongüte (vgl. Tabelle 4.6) geringere Anstiege zu verzeichnen sind. Dadurch kommt es zu einer gewissen Auffächerung der Funktionsgraphen. Der gleiche Zusammenhang kann bei der Zunahme der Längsrissbreite beobachtet werden.

$$b = m \cdot \tau_{\max} \quad \text{mit } m [1/\text{MPa}] \quad (5.39)$$

Neben der Belastungsabhängigkeit des Exponenten b , muss ein weiterer Aspekt berücksichtigt werden, bevor Wöhlerlinien und Versuchsergebnisse verglichen werden können. Hierbei handelt es sich um den Exponenten α in Gleichung (5.38) bzw. (5.31), der gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90 zu 0,4 angenommen wird. Das Verbundmodell des CEB-FIP MODEL CODE 90 für eine statische Ausziehbelastung wurde aus Ergebnissen von Versuchen mit einer Verbundlänge von $5 d_s$ abgeleitet.

Da die eigenen Versuche einerseits mit Verbundlängen von $10 d_s$ durchgeführt wurden und andererseits aufgrund des aufgetragenen Querzugs deutlich veränderten Verbundbedingungen unterlagen, muss gegenüber dem Verbundmodell von abweichenden Verbundsteifigkeiten ausgegangen werden. Um die versuchstechnisch ermittelten Ausziehkurven richtig abbilden zu können, ist daher die Ermittlung von spezifischen Modellparametern erforderlich.

Tabelle 5.8: Regressionsparameter m , k_{ult} und α

Rissbreite w [mm]	Beton A				Beton C			
	m [1/MPa] bei τ_{\min}				m [1/MPa] bei τ_{\min}			
	2,5 MPa	5,0 MPa	k_{ult} [MPa]	α	2,5 MPa	5,0 MPa	k_{ult} [MPa]	α
0,0	0,028	0,021	29,7	0,33	0,017	0,010	94,6	0,55
0,1	0,016	0,014	28,5	0,65	0,015	0,009	52,4	0,73
0,2	0,015	0,013	22,2	0,71	0,014	0,008	39,9	0,73
0,3	0,013	0,011	16,9	0,55	0,013	0,007	32,3	0,77

Die durchgeführten Kurvenanpassungen für den ansteigenden Ast der einzelnen Ausziehkraft-Schlupf-Beziehungen auf der Grundlage von

$$\tau(s) = k_{\text{ult}} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^{\alpha} \quad \text{mit } s_1 = 1 \text{ mm} \quad (5.40)$$

führen zu mittleren Werten gemäß Tabelle 5.8. Mit k_{ult} wird diejenige Verbundspannung bezeichnet, die sich bei einem Schlupf von $s_1 = 1$ mm einstellen würde. Hierbei handelt es sich nur um einen virtuellen Kurvenparameter, da sowohl die maximalen Verbundspannungen τ_{ult} als auch die dazugehörigen Relativverschiebungen s_{ult} deutlich unter k_{ult} bzw. s_1 liegen. Der Parameter m weist eine klare Abhängigkeit von der Betonart und der aufgetragenen Rissbreite auf. Die Verbundspannung k_{ult} nimmt mit wachsender Rissbreite zu. Beim Exponenten α kann ein Trend in Bezug auf die Rissbreite jedoch nur vermutet werden.

$$n = \left[\frac{\Delta s}{s_1 \cdot \left(\frac{\tau_{max} + \tau_{min}}{2 \cdot k_{ult}} \right)^{1/\alpha}} + 1 \right]^{\frac{1}{m \cdot \tau_{max}}} - 1 \quad (5.41)$$

Die Gleichung (5.41) führt in Verbindung mit Tabelle 5.8 schließlich zu den entsprechenden Wöhlerlinien, welche getrennt nach der Unterspannung und der Betongüte in Bild 5.29 und Bild 5.30 dargestellt sind und mit den bereits ermittelten Lastwechselzahlen der zyklischen Ausziehversuche (vgl. Abschnitt 5.3.2) verglichen werden können.

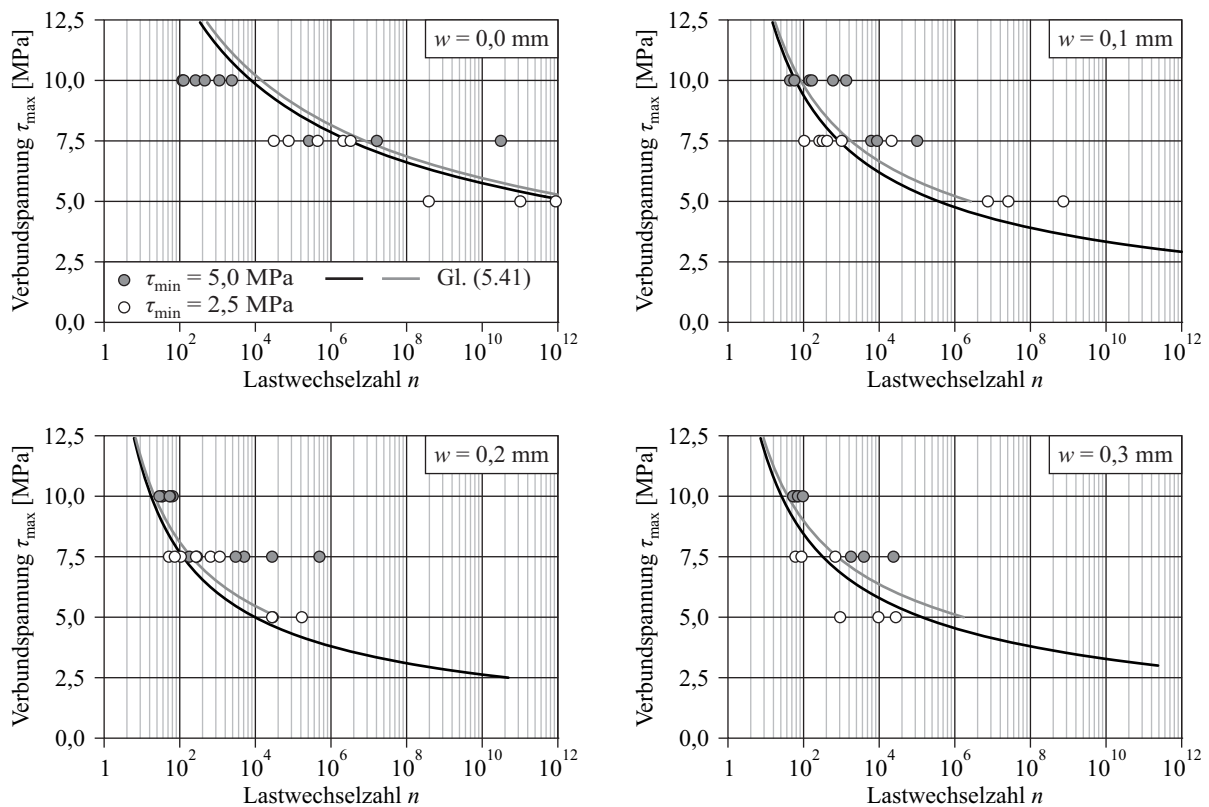


Bild 5.29: Wöhlerlinien, Beton A

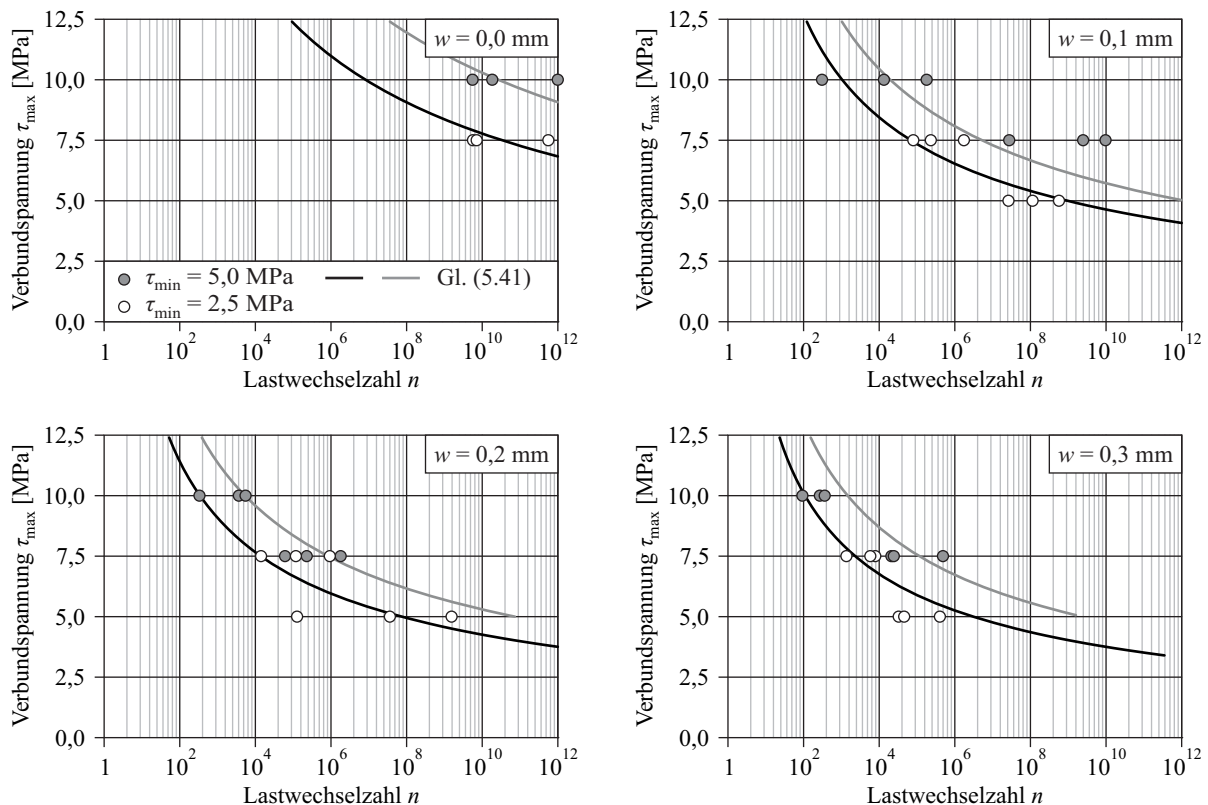


Bild 5.30: Wöhlerlinien, Beton C

5.4.3 Diskussion und Schlussfolgerung

Im Vergleich zu den in Abschnitt 5.3 ermittelten normierten Wöhlerlinien auf der Grundlage des Ansatzes nach BASQUIN ist festzustellen, dass die mit den isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen erzeugten Wöhlerlinien im Bereich der Kurzzeitfestigkeit erheblich höhere Oberspannungen zulassen. Die mit zunehmender Lastwechselzahl eintretende Abnahme der ertragbaren Oberspannungen fällt hingegen stärker aus. Der Bereich der deutlich höheren Oberspannungen reicht teilweise bis in den Zeitfestigkeitsbereich hinein. Auf diese Weise nehmen die Verbundgrenzspannungen für 1 Mio. Lastwechsel des hochfesten Betons ohne Querkzugbeanspruchung derart zu, dass sie weitgehend unrealistisch erscheinen.

Die bei beiden untersuchten Betonarten auftretende, verhältnismäßig große Abweichung zwischen der jeweiligen Wöhlerlinie und den experimentell ermittelten Lastwechselzahlen tritt besonders bei vorhandener Querkzugbeanspruchung auf. Aufgrund dieser Abweichung, durch welche die ertragbaren Lastwechselzahlen teilweise deutlich überschätzt werden, stellen die hier gezeigten Wöhlerlinien auf der Grundlage isozyklischer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen keine Alternative zu den normierten Wöhlerlinien dar.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass mit der Bildung von isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Kurven Wöhlerlinien erzeugt werden können, ohne dass es eines Ansatzes für die Wöhlerlinienregression bedarf. Dazu lassen sich die bereits weitestgehend bekannten Zusammenhänge zwischen dem Anstieg der statischen Verbundspannungs-Schlupf-Kurve und der zyklischen Schlupf-Lastwechsel-Beziehung nutzen. Jedoch wird die Regression der Wöhlerlinie, welche nur als eine Näherung an die realen Verhältnisse verstanden werden kann, lediglich in eine ähnlich geartete Regression von statischen Versuchsdaten überführt. Eine bessere Abbildung der ertragbaren Lastwechselzahlen wird nicht erreicht. Allerdings kann die auf isozyklischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen basierende Wöhlergleichung (5.41) bei Näherungen oder Abschätzungen Verwendung finden (vgl. Abschnitt 6.1).

6 Bemessung

6.1 Zulässige Spannungsschwingbreiten

Angesichts des Zieles der Erstellung von geeigneten Hilfsmitteln für eine Bemessung gegen Ermüdung des Verbundes ist es wichtig, die Ergebnisse des Abschnittes 5.3 zu verallgemeinern. Aus diesem Grund werden die im Ansatz von BASQUIN enthaltenen Parameter m und C nachfolgend in eine lineare Beziehung zur eingestellten Rissbreite w gesetzt. Mithilfe dieser Linearisierung können die Wöhlerlinien in ein Bemessungsmodell integriert werden.

Die Aufstellung des Bemessungsmodells erfolgt auf der Grundlage von normierten Wöhlerlinien des Verbundes gemäß der Bestimmungsgleichung (6.1) für das Kriterium eines zulässigen Schlupfzuwachses von 0,1 mm.

$$\tau(n) = \tau_R \cdot \left(\frac{n}{n_R} \right)^{-1/k} \quad (6.1)$$

Die Tabelle 6.1 gibt die zugehörigen Parameter für die Gleichung (6.1) getrennt nach den Unterspannungen und Betonarten an. Gemäß Tabelle 4.7 kann näherungsweise eine Zuordnung der Betone A und C zu den Festigkeitsklassen C35/45 bzw. C55/67 erfolgen. In Bild 6.1 sind die zugehörigen normierten Verbundwöhlerlinien graphisch dargestellt.

Tabelle 6.1: Normierte Verbundwöhlerlinien, Bemessungswerte ($d_s \geq 16$ mm, $l_b \geq 10 d_s$, querbewehrt)

Rissbreite w [mm]	Beton A C35/45				Beton C C55/67			
	$\tau_{\min} = 2,5$ MPa		$\tau_{\min} = 5,0$ MPa		$\tau_{\min} = 2,5$ MPa		$\tau_{\min} = 5,0$ MPa	
	τ_R [MPa]	k	τ_R [MPa]	k	τ_R [MPa]	k	τ_R [MPa]	k
0,0	7,0	56	8,0	41	9,2	45	11,0	71
0,1	5,6	27	7,1	28	7,3	24	9,2	39
0,2	4,5	17	6,3	22	5,8	16	7,7	27
0,3	3,6	13	5,6	17	4,6	12	6,5	20

Der Einfluss der Rissbreite zeichnet sich in einer Abnahme der ertragbaren Oberspannungen aus. Dies wird durch einen stärkeren Abfall der Wöhlerlinien deutlich. Hinsichtlich des Einflusses der Betongüte kann festgestellt werden, dass der hochfeste Beton C infolge seiner höheren Betonfestigkeit prinzipiell höhere Verbundüberspannungen erträgt. Jedoch nehmen diese mit steigenden Lastwechselzahlen im Vergleich zum normalfesten Beton A stärker ab, was auf die erhöhte Sprödigkeit des Betons C zurückgeführt werden kann. Die Wöhlerlinien weisen unterschiedliche Verläufe für die Unterspannungen auf, so dass im Gegensatz zum Bewehrungsstahl eine Mittelspannungsabhängigkeit erkennbar ist (Bild 6.1).

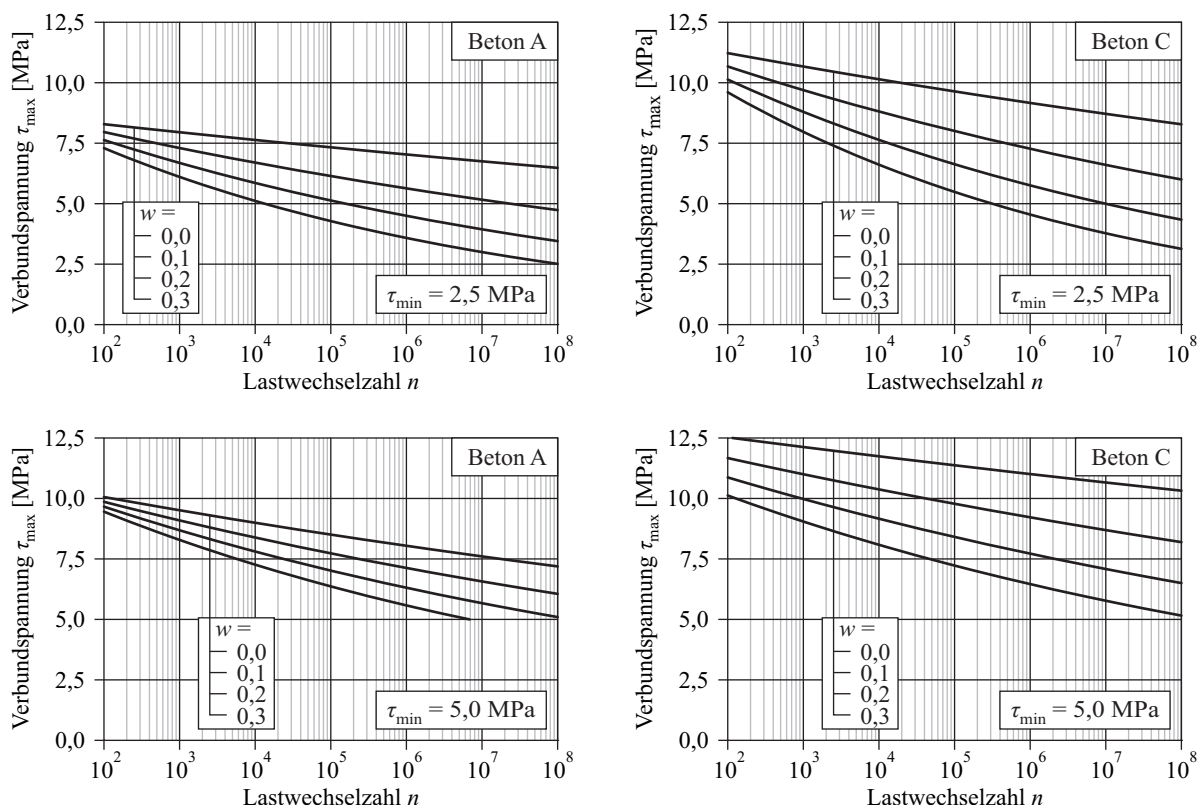


Bild 6.1: Normierte Verbundwöhlerlinien nach Tabelle 6.1

Des Weiteren wird ersichtlich, dass die betonbedingten Unterschiede in den Verbundspannungen mit Zunahme der Rissbreite abnehmen. Damit wird deutlich, dass das Vorhandensein eines Längsrisses die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes von hochfestem Beton stärker beeinflusst. Diese Aussage kann anhand von Bild 6.2 noch einmal unterstrichen werden, in welchem die Grenzverbundspannungen τ_R (Quasi-Dauerfestigkeiten) bei einer Lastwechselzahl von 1 Mio. aufgetragen sind. Mit Zunahme der Rissbreite sinkt die Verbundspannung des Betons C im Vergleich zum Beton A stärker ab.

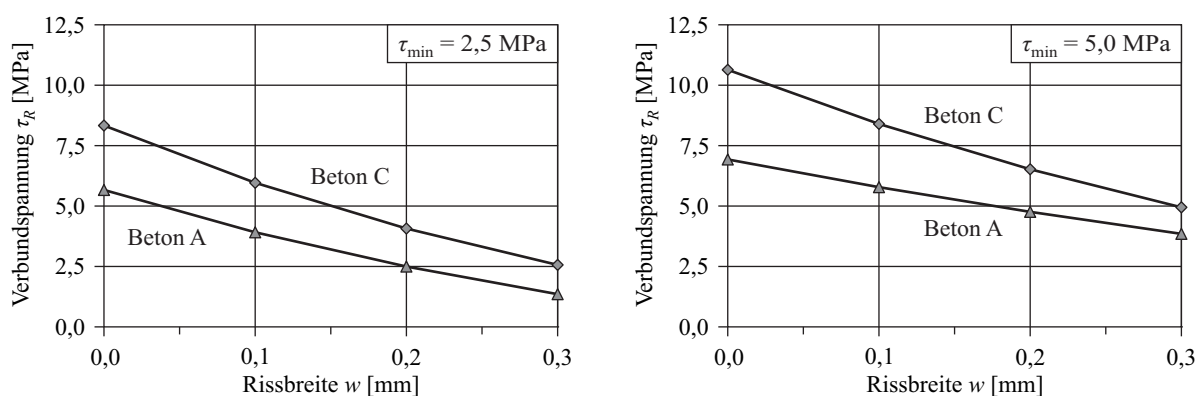


Bild 6.2: Einfluss der Rissbreite auf die Verbundgrenzfestigkeit bei 1 Mio. Lastwechseln

Um die Mittelspannungsabhängigkeit der Verbundermüdung besser darstellen zu können, werden die Wöhlerlinien in Dauerfestigkeitsschaubilder überführt. Die Darstellung nach Goodman hat den Vorteil, dass sie gegenüber dem Smithdiagramm wesentlich übersichtlicher ist. Bild 6.3 zeigt die Goodman diagramme für eine Grenzlastwechselzahl von $n_R = 10^6$ getrennt nach den zwei verwendeten Betonarten. Die sogenannten Grenzlinien verbinden die Grenzspannungen τ_R , welche in den Wöhlerdia-

grammen bei $n_R = 10^6$ abgelesen werden können. Der Schwingbereich, für welchen keine Überschreitung des Verformungskriteriums von $\Delta s = 0,1$ mm bis 1 Mio. Lastwechsel zu erwarten ist, befindet sich innerhalb der Zone, welche von der Mittellinie sowie der entsprechenden Grenzlinie der Verbundfestigkeit eingefasst ist. Dieser Bereich, welcher auch als Dauerfestigkeitsbereich bezeichnet wird, schnürt sich mit zunehmender Längsrisbreite ein, so dass das Spektrum an zulässigen Schwingspielen eingeschränkt wird.

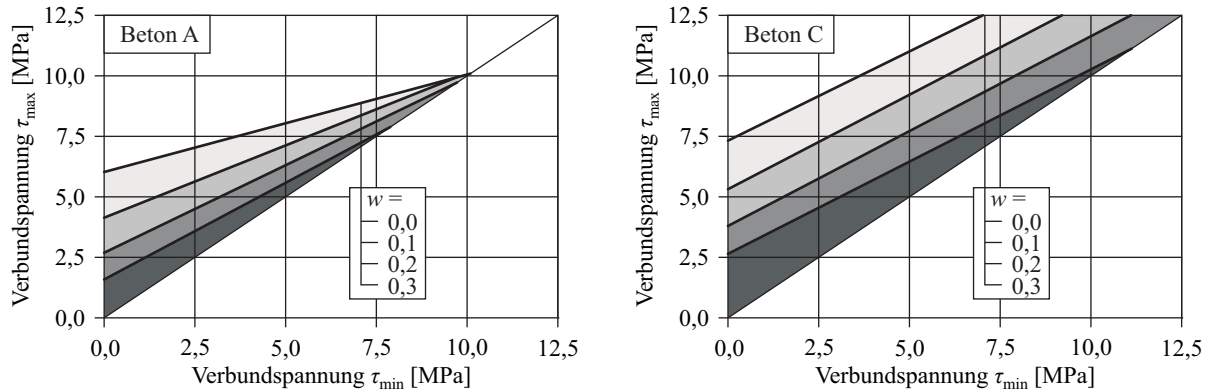


Bild 6.3: Goodmandiagramm für $n_R = 10^6$ und $\Delta s \leq 0,1$ mm ($d_s \geq 16$ mm, $l_b \geq 10 d_s$, querbewehrt)

Hinsichtlich des verwendeten Betons kann festgestellt werden, dass beim hochfesten Beton C die ertragbare Spannungsschwingbreite mit steigender Unterspannung verhältnismäßig schwach abnimmt, d. h. eine geringe Mittelspannungsabhängigkeit vorliegt. Dies wird anhand des großen Anstieges der Grenzlinien im Diagramm deutlich. Demgegenüber nehmen die ertragbaren Spannungsschwingbreiten des normalfesten Betons A mit zunehmender Unterspannung stark ab. Die Grenzlinien der Oberspannung verlaufen flacher und zeigen somit eine erhöhte Mittelspannungsabhängigkeit. Der Einfluss der Längsrisbreite verringert sich mit steigender Mittelspannung, was zu einem Schnittpunkt der Grenzlinien bei einer Unterspannung von rund 10 MPa führt.

Um jedoch genaue Aussagen darüber treffen zu können, ob ein Ermüdungsversagen durch den Betonstahl oder den Verbund hervorgerufen wird, ist es sinnvoll, die entsprechenden Wöhlerlinien in ein gemeinsames Diagramm zu überführen. Dabei sind allerdings die jeweiligen Bezugsgrößen der einzelnen Wöhlerlinien zu beachten. Während die Verbundwöhlerlinien auf der Oberspannung basieren, liegt den Wöhlerlinien des Betonstahles die Spannungsschwingbreite zugrunde. Die Aufgabe besteht darin, diese Bezugsgrößen in einen gemeinsamen Kontext zu stellen.

Bei der in den durchgeführten Versuchen vorliegenden Verbundlänge von $10 d_s$ gilt zwischen der Stahlspannung am belasteten Ende und der mittleren Verbundspannung die Beziehung gemäß Gleichung (6.2).

$$\tau = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{d_s}{l_b} = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{d_s}{10 d_s} = \frac{\sigma}{40} \quad (6.2)$$

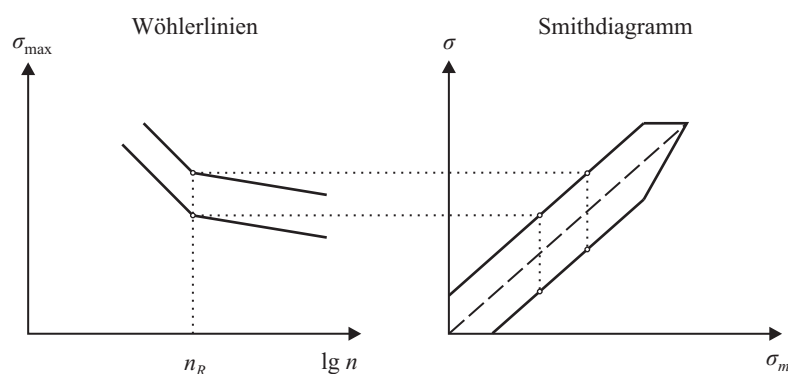
Somit ist es möglich, die Wöhlerlinien der Verbundermüdung in Beziehung zur anliegenden Stahlspannung zu setzen. Die Tabelle 6.2 gibt die entsprechenden Neigungsexponenten und Quasi-Dauerfestigkeitsgrenzen für die Bestimmungsgleichung (6.3) an.

$$\sigma(n) = \sigma_R \cdot \left(\frac{n}{n_R} \right)^{-1/k} \quad (6.3)$$

Tabelle 6.2: Normierte Verbundwöhlerlinien, Bemessungswerte ($d_s \geq 16$ mm, $l_b \geq 10 d_s$, querbewehrt)

Rissbreite w [mm]	Beton A C35/45				Beton C C55/67			
	$\sigma_{\min} = 100$ MPa		$\sigma_{\min} = 200$ MPa		$\sigma_{\min} = 100$ MPa		$\sigma_{\min} = 200$ MPa	
	σ_R [MPa]	k	σ_R [MPa]	k	σ_R [MPa]	k	σ_R [MPa]	k
0,0	281	56	322	41	367	45	440	71
0,1	225	27	285	28	291	24	369	39
0,2	180	17	252	22	230	16	309	27
0,3	143	13	223	17	182	12	258	20

Bei der Betonstahlermüdung hingegen wird davon ausgegangen, dass unabhängig von der Mittelspannung nur die Spannungsschwingbreite für das Dauerschwingverhalten maßgebend ist.

**Bild 6.4: Normativer Zusammenhang zwischen Wöhler- und Smithdiagramm für den Betonstahl**

Dies äußert sich in parallelen Grenzlinien im Smithdiagramm, vgl. HARRE [84]. Mithilfe von Bild 6.4 wird deutlich, dass mit der genannten Annahme und einer gegebenen Dauerfestigkeitsschwingbreite $\Delta\sigma_R$ (Knickpunkt im Wöhlerdiagramm) ebenfalls Wöhlerlinien für entsprechende Dauerfestigkeitsüberspannungen erzeugt werden können. Die Tabelle 6.3 gibt die hierzu umgerechneten Werte an.

Tabelle 6.3: Umrechnung der normativen Dauerfestigkeitsschwingbreiten

gerade & gebogene Stäbe	$\Delta\sigma_R$ [MPa]	σ_R [MPa]	
		$\sigma_{\min} = 100$ MPa	$\sigma_{\min} = 200$ MPa
EN 1992-1-1 (12/2004)	162,5	262,5	362,5
DIN 1045-1 (08/2008)	175	275	375
CEB-FIP MODEL CODE 90	210	310	410

Mithilfe der Angaben in Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 können nun die Wöhlerlinien der Betonstahl- und Verbundermüdung in einem gemeinsamen Schaubild dargestellt werden (Bild 6.5). Die Wöhlerlinien der Stahlermüdung werden für die Grenzlastwechselzahl $n_R = 1$ Mio. sowie entsprechend dem jeweiligen Unterspannungsniveau σ_{\min} mit den dazugehörigen Quasi-Dauerfestigkeitsüberspannungen σ_R erzeugt.

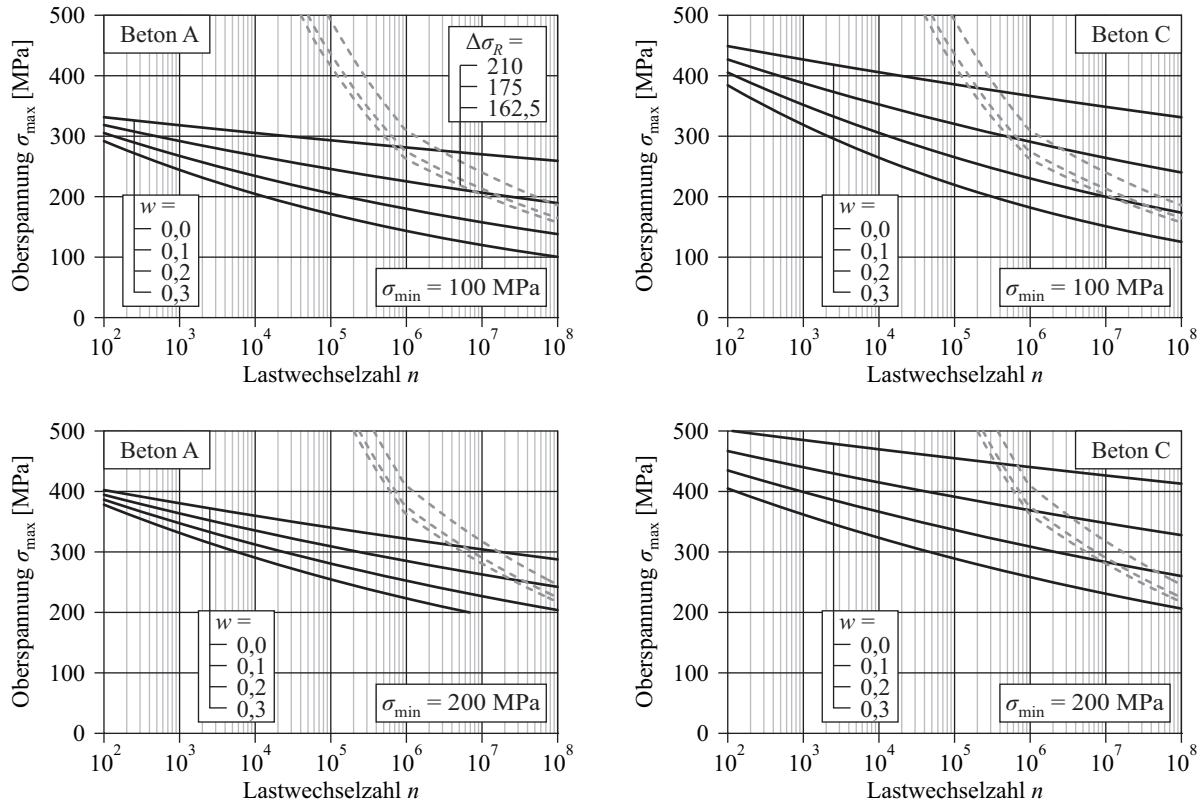


Bild 6.5: Gesamtwöhlerschaubild nach Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3

Mit den vorgestellten Wöhlerlinien des Verbundes wird deutlich, dass bei niedrigen Oberspannungen der als zulässig erachtete Schlupfzuwachs von 0,1 mm nicht vor Eintritt der Betonstahlermüdung erreicht wird. Jedoch ist bei hohen Oberlasten das Überschreiten der Schlupfzuwachsgrenze bereits weit vor dem Stahlermüdungsbruch zu erwarten. Dieser Effekt wird durch zunehmende Längsrisssbreiten infolge entsprechender Querkzugbeanspruchungen verstärkt. Die verminderte Ermüdungsfestigkeit des Verbundes gewinnt somit gegenüber der Betonstahlermüdung vermehrt an Bedeutung.

In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, welche Schlupfzuwächse sich ergäben, sofern als alleiniges Versagenskriterium die Ermüdung des Betonstahles angesetzt würde. Anhand der vorliegenden Wöhlerlinien kann diese Frage jedoch nur sehr schwer beantwortet werden. Es fehlt ein direkter analytischer Zusammenhang zwischen der Wöhlerliniengleichung und der Schlupfentwicklung. Auch wenn die in Abschnitt 5.4 vorgestellten Wöhlerlinien auf Basis isozyklischer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen nur eine sehr grobe Beschreibung des Ermüdungsverhaltens darstellen, so kann mit ihrer Hilfe eine Abschätzung des Schlupfzuwachses Δs bei Eintritt der rechnerischen Stahlermüdung erfolgen. Hierzu muss die Verbundwöhlerlinie nach Gleichung (5.41) mit der normierten Wöhlerlinie für Betonstahlermüdung verknüpft und entsprechend umformuliert werden.

$$\Delta s = s_1 \cdot \left[(n+1)^b - 1 \right] \cdot \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{80 \cdot k_{\text{ult}}} \right)^{1/\alpha} \quad (6.4)$$

mit

$$n = n_R \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_R} \right)^{-k} \quad (6.5)$$

$$b = \frac{m}{40} \cdot \sigma_{\max} \quad (6.6)$$

Bild 6.6 zeigt die Schlupfzuwächse in Abhängigkeit von der aufgetragenen Oberspannung am Beispiel der Betonstahlermüdung gemäß EN 1992-1-1. Es wird wiederum zwischen zwei verschiedenen Unter- und zwei unterschiedlichen Betonarten unterschieden. Bei Oberspannungen, welche größer als die Quasi-Dauerfestigkeiten von $\sigma_R = 262,5$ MPa bzw. $\sigma_R = 362,5$ MPa sind (vgl. Tabelle 6.3), nimmt der Neigungsexponent den Wert $k = 5$ an. Bei niedrigeren Oberspannungen gilt $k = 9$. Für das vorliegende Beispiel wurden die in Tabelle 5.8 ermittelten Beiwerte m , k_{ult} und α einer Linearisierung in Abhängigkeit von der Rissbreite unterzogen. Trotz der verhältnismäßig groben Näherung, welche aufgrund der bereits in Abschnitt 5.4 geäußerten Feststellung vorliegt, wird ein starker Anstieg des Schlupfzuwachses ab dem Wert von $\Delta s = 0,1$ mm deutlich. Vergrößert sich die Längsrissbreite unter gleichen Oberlasten, so nehmen beim Erreichen der rechnerischen Stahlermüdung auch die Schlupfzuwächse zu.

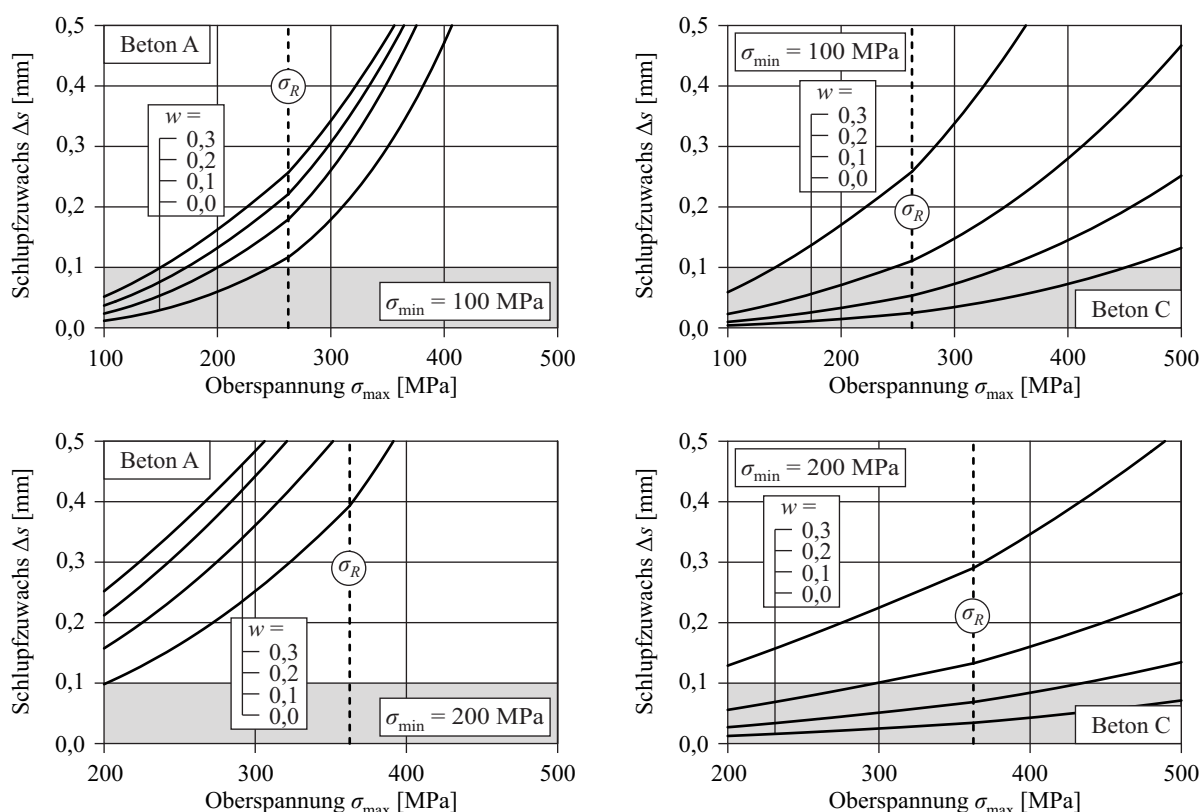


Bild 6.6: Rechnerischer Schlupfzuwachs beim Erreichen der Stahlermüdung nach EN 1992-1-1

Mithilfe von Bild 6.5 sowie den Werten aus Tabelle 6.2 ist es möglich, ein Dauerfestigkeitsschaubild nach Goodman zu erstellen, welches Grenzlinien sowohl für die Verbund- als auch die Stahlermüdung enthält (Bild 6.7). Dieses Diagramm gilt für die Grenzlastwechselzahl von 1 Mio. und kann für die Bemessung entsprechender Bauteile aus Stahlbeton verwendet werden. Da nach DIN 1045-1 [43] und

EN 1992-1-1 die Stahlspannung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Grenze von $0,8 f_{yk}$ nicht überschreiten soll, ist eine Begrenzung der Stahloberspannungen auf 400 MPa erforderlich.

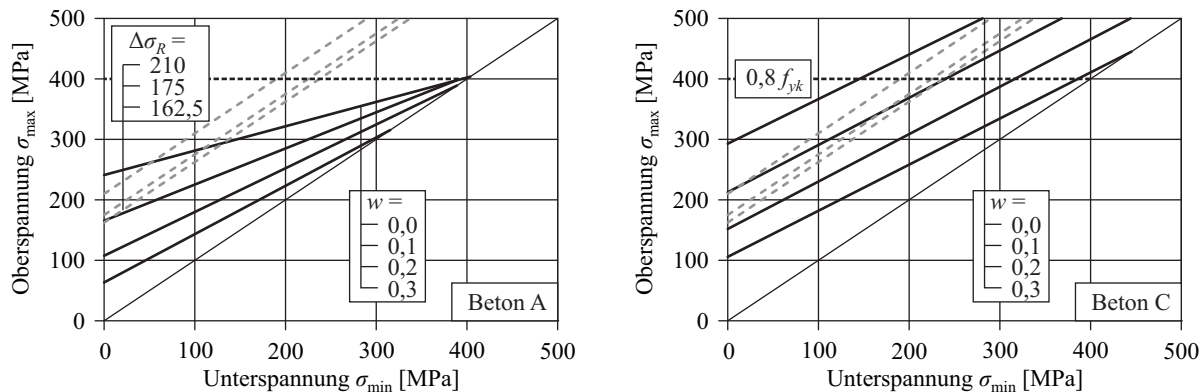


Bild 6.7: Zulässige Schwingbreiten für $n_R = 10^6$ und $\Delta s \leq 0,1$ mm ($d_s \geq 16$ mm, $l_b \geq 10 d_s$, querbewehrt)

An dieser Stelle sei noch einmal ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die zulässigen Schwingbreiten gemäß Bild 6.7 anhand von Versuchen mit einer Verbundlänge von $10 d_s$ ermittelt wurden. Für davon abweichende Verbundlängen ist mit einem veränderten Schlupfwachstum zu rechnen (Abschnitt 2.3.7), welches in der Folge auch zu abweichenden Wöhlerlinien des Verbundes führen würde. Die Verbundlänge von $10 d_s$ kann aber als ein Grenzwert verstanden werden, der von den im realen Bauteil anzutreffenden Verankerungslängen nicht unterschritten wird. Sofern sichergestellt werden kann, dass die zu untersuchende Struktur eine Verbundlänge von $l_b \geq 10 d_s$ aufweist, liegen die zulässigen Spannungsschwingbreiten auf der sicheren Seite.

Diese Vorgehensweise entspricht damit dem Wesen der Bemessung auf Ermüdung mithilfe von Wöhlerlinien auf Grundlage von Einstufenversuchen. Ein einstufiges Schwingenspiel mit konstanter Ober- und Unterlast entspricht ebenfalls einem Grenzwert von Belastungen variierender Amplituden gleicher Größenordnung. Die aus mehrstufigen Versuchen abgeleiteten Lebensdauerlinien weisen gegenüber Wöhlerlinien ebenfalls Lastwechselreserven auf (Abschnitt 3.1). Ähnlich würde es sich bei Verbundlängen von mehr als $10 d_s$ verhalten.

Da aufgrund des vermuteten, unter Längsrisssbildung und Zugschwellbelastung zunehmenden Durchmesserinflusses nicht ausgeschlossen werden kann, dass kleinere Stäbe das Ermüdungskriterium möglicherweise eher erreichen (Abschnitt 5.1.3), müssen die zulässigen Spannungsschwingbreiten auf größere Stabdurchmesser mit $d_s \geq 16$ mm beschränkt bleiben.

Die normativ festgesetzten Wöhlerlinien der Betonermüdung basieren auf Ober- und Unterspannungen, welche auf die Betondruckfestigkeit bezogen werden. Der Wöhlerlinienverlauf ist von der Betonfestigkeit unabhängig. Dabei handelt es sich um eine Annahme, die einer kritischen Betrachtung nicht ausreichend standhält. Während beispielsweise die Untersuchungen von TEPFERS & KUTTI [213] diese These stützen, kamen TUE & MUCHA [220] zu dem Ergebnis, dass der Verlauf der Wöhlerlinien für hochfesten Beton durchaus steiler ist.

Aus den von der Betonfestigkeit unabhängigen Wöhlerlinien können Goodmandiagramme gebildet werden, aus denen die zulässigen bezogenen Spannungsschwingbreiten für 1 Mio. Lastwechsel entnommen werden können. Damit gilt die Annahme ebenso für das Goodmandiagramm, welches sich vom tatsächlich verwendeten Beton unabhängig zeigt.

Bei der Ermüdung des Verbundes ist dieses Vorgehen allerdings nicht möglich. Grund dafür sind in erster Linie die sich zwischen den Betonen A und C stark unterscheidenden Neigungen der Wöhlerlinie (Bild 6.8). Diese spiegeln sich insbesondere in ungleichen Neigungsparametern k wider. Dieses Verhalten ist insofern nicht verwunderlich, als dass die Verbundwöhlerlinien nicht auf einem Bruch-, sondern auf einem Verformungskriterium beruhen. Die gleiche Verformung stellt für den hochfesten

im Vergleich zum normalfesten Beton bereits eine größere „Schädigung“ dar. Werden die Verbundwöhlerlinien als „Schadenslinien“ aufgefasst, so ist deren Verlauf nicht parallel (vgl. Bild 3.4).

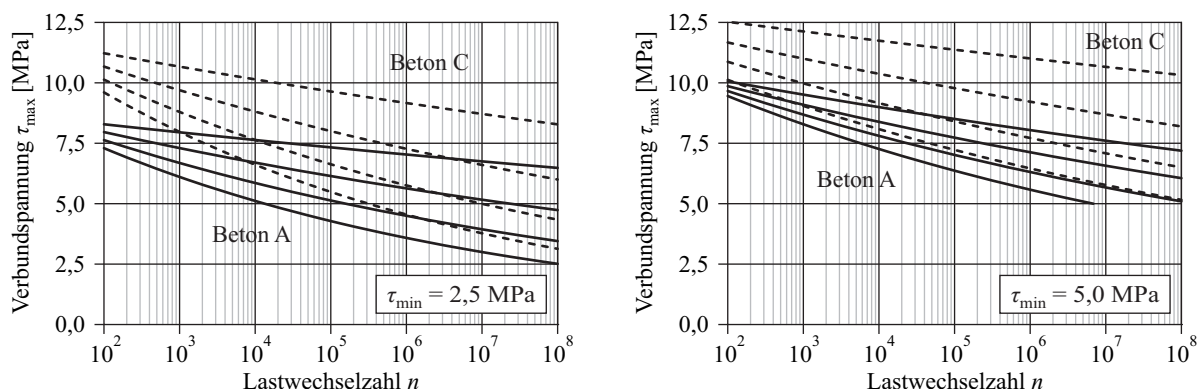


Bild 6.8: Vergleich von Wöhlerlinienneigungen

Ähnlich verhält es sich mit den Grenzlinien des Goodmandiagramms. Aufgrund der stark unterschiedlich verlaufenden Anstiege ist eine Darstellung auf Basis bezogener Größen nicht möglich. In der Konsequenz bedeutet dies, dass eine Verallgemeinerung der zulässigen Spannungsschwingbreiten durch die Übertragung auf andere Betonarten problematisch ist.

6.2 Bemessungsverbundspannungen

6.2.1 Vorwiegend ruhende Belastung

Die in Kapitel 4 dargestellten Versuchsergebnisse erlauben es, hinsichtlich der für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderlichen Bemessungswerte der Verbundspannung eine Erweiterung zur Berücksichtigung von Querkzugbeanspruchungen vorzunehmen. Die Bemessungswerte der Verbundspannung sind die Grundlage für die Berechnung von Verankerungslängen und Übergreifungsstößen. Gemäß DIN 1045-1 [43] sind diese Bemessungswerte im Falle von Querkzug zu verringern. Sofern die infolge von Querkzug auftretende Längsrissbreite den Wert von 0,2 mm überschreitet, sind die zulässigen Verbundspannungen um ein Drittel abzumindern. Diese Regelung folgt einem pragmatischen Beweggrund. Ein Nachweis der Notwendigkeit einer Abminderung wurde bereits von IDDA [95] erbracht. Im Ergebnis seiner Arbeit gab er zulässige Verbundspannungen entsprechend dem Sicherheitskonzept von DIN 1045 (07/1988) [42] an, mit denen die Berechnung von Verankerungslängen unter Querkzugeinfluss ermöglicht wurde. Da die Überführung dieser Werte in das europäische Sicherheitskonzept nicht ohne Weiteres möglich war, wurde in DIN 1045-1 zunächst nur eine stark auf der sicheren Seite liegende Regelung getroffen. Die von ZILCH ET AL. [243] vorgeschlagene Konkretisierung (Abschnitt 2.3.6) kann jedoch nur bedingt Abhilfe schaffen, da wie bereits bei der Arbeit von IDDA die Erweiterung bzw. Neuformulierung nicht auf den Kriterien beruht, die für die Festlegung der zulässigen Verbundspannungen ohne Querkzug gelten.

In Abschnitt 2.4.2 wurden die Hintergründe der in der aktuellen Norm aufgeführten Bemessungswerte der Verbundspannung dargelegt. Als Ausgangspunkt dient die maximale Verbundspannung eines querbewehrten Biegehaftversuches (Balkenverbundversuch) mit $10 d_s$ Verbundlänge. Mit den Faktoren 0,5 und 0,7 wird auf Verbundbedingungen ohne Querbewehrung bzw. lange Verbundlängen umgerechnet. Die maximale Verbundspannung ist von der quadrierten Kubikwurzel der Betonzylinderdruckfestigkeit abhängig. Der Sicherheitsbeiwert steht dabei im direkten Verhältnis zur Betondruckfestigkeit. Damit ergibt sich der Bemessungswert der Verbundspannung gemäß Gleichung (6.7). Unter Verwendung der Einheit [MPa] nimmt der Faktor k_c in Gleichung (6.7) für den Fall ohne Querkzug den Wert 1,17 an.

$$\tau_{bd} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot k_c \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)^2} \text{ in [MPa]} \quad (6.7)$$

Sollen nunmehr auch Bemessungswerte der Verbundspannung in Abhängigkeit von der Längsrissbreite aus den vorliegenden statischen Ausziehversuchen abgeleitet werden, empfiehlt sich prinzipiell die gleiche Methodik. Diese wird durch die Tatsache vereinfacht, dass sich die vorliegenden Versuchswerte ebenfalls auf eine Verbundlänge von $10 d_s$ beziehen und eine Querbewehrung vorhanden ist. Da die DIN 488-2 [48] einen Mindestwert für die bezogene Rippenfläche von $f_R = 0,056$ fordert, muss sichergestellt werden, dass die Bemessungswerte der Verbundspannung auch für diesen Wert Gültigkeit besitzen. Für die vorliegenden Versuche wurden Stähle mit etwas höheren f_R -Werten verwendet, so dass davon auszugehen ist, dass gegenüber dem Mindestwert entsprechend höhere maximale Verbundspannungen im Versuch erreicht wurden. Für den Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die maximale Verbundspannung liegt allerdings keine allgemeingültige analytische Beschreibung vor (Abschnitt 2.3.2). Auf Grundlage der Ergebnisse von REHM ET AL. [174] (Bild 2.14a) können immerhin näherungsweise folgende Umrechnungen angegeben werden.

$$\tau_{ult}(f_R = 0,056) = 0,92 \cdot \tau_{ult}(f_R = 0,090) \quad (6.8)$$

$$\tau_{ult}(f_R = 0,056) = 0,97 \cdot \tau_{ult}(f_R = 0,068) \quad (6.9)$$

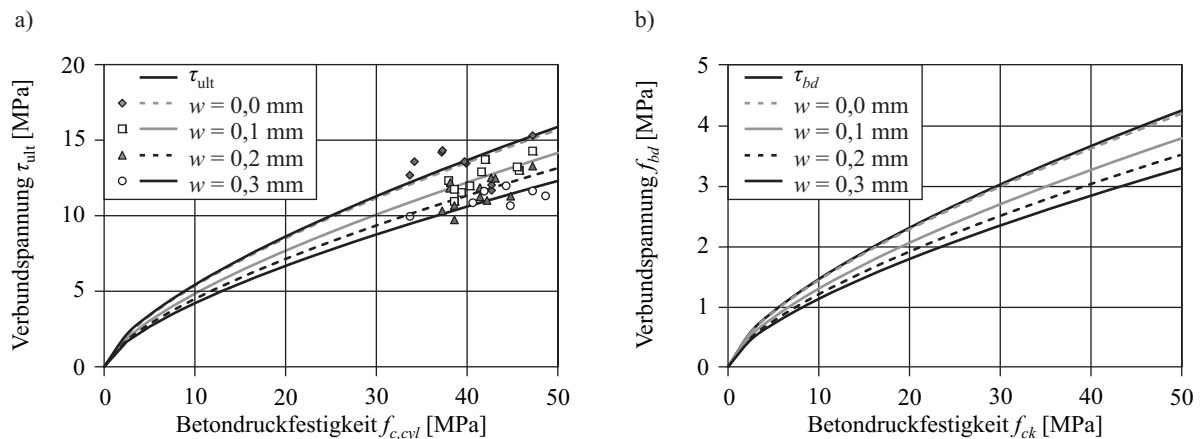


Bild 6.9: Ableitung der Bemessungswerte für $d_s \geq 16$ mm, normalfester Beton

Das Bild 6.9a zeigt das Verhältnis zwischen der entsprechend den Gleichungen (6.8) und (6.9) umgerechneten maximalen Verbundspannung und der Betondruckfestigkeit f_{ck} in Abhängigkeit von der Rissbreite. Der Einfluss der Rissbreite wird in einem geringeren Anstieg deutlich. Die gemäß Gleichung (6.7) ermittelten Faktoren k_c sind in Tabelle 6.4 angegeben.

Tabelle 6.4: Parameter k_c zur Bestimmung von τ_{bd} für $d_s \geq 16$ mm nach Gleichung (6.7)

Normwert für f_{bd}	Rissbreite w [mm]			
	0,0	0,1	0,2	0,3
1,17	1,156	1,043	0,969	0,907

Nach der analog vorgenommenen Umrechnung auf lange Verbundlängen ohne Querbewehrung können die Bemessungswerte der Verbundspannung für einen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,5$ gemäß Bild 6.9b dargestellt werden. Entsprechend den tabellierten Angaben in DIN 1045-1 (08/2008) ergeben sich die Bemessungswerte gemäß Tabelle 6.5. Da das in der DIN 1045-1 verwendete Sicherheitskonzept mit dem in der EN 1992-1-1 identisch ist, gelten die angegebenen Werte für beide Regelwerke gleichermaßen.

Tabelle 6.5: Bemessungswerte der Verbundspannung für $d_s \geq 16$ mm, normalfester Beton

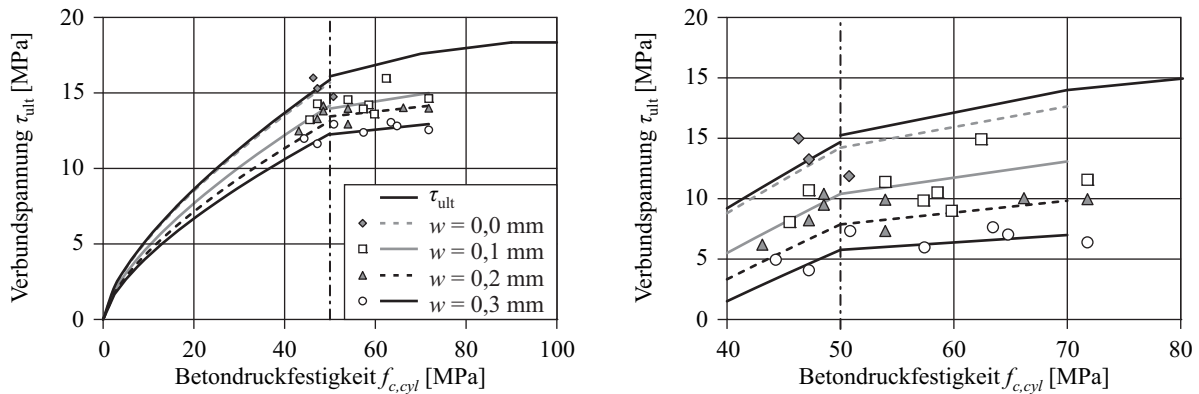
Festigkeit f_{ck} [MPa]	Normwert f_{bd} [MPa]	Bemessungswert τ_{bd} [MPa] bei Rissbreite w [mm]			
		0,0	0,1	0,2	0,3
12	1,6	1,6	1,5	1,4	1,3
16	2,0	2,0	1,8	1,6	1,5
20	2,3	2,3	2,1	1,9	1,8
25	2,7	2,6	2,4	2,2	2,1
30	3,0	3,0	2,7	2,5	2,3
35	3,4	3,3	3,0	2,8	2,6
40	3,7	3,6	3,3	3,0	2,8
45	4,0	3,9	3,5	3,3	3,1
50	4,3	4,2	3,8	3,5	3,3

Bei Verbundbedingungen ohne Querzug kann der Einfluss des Stabdurchmessers auf den Verbund als verhältnismäßig gering eingestuft werden (Abschnitt 2.3.3). Anders verhält es sich, sobald entlang des Stabes ein Riss vorhanden ist (Abschnitt 2.3.6). Längsrisse der gleichen Größenordnung bedeuten für kleinere Durchmesser eine größere Verbundschwächung, als dies für größere der Fall ist. Während die Bemessungswerte der Verbundspannung für Verbundbedingungen ohne Querzug ($w = 0,0$ mm) durchaus auf andere Bewehrungsdurchmesser übertragen werden können, müssen die Werte für querzugbedingte Längsrisse auf der sicheren Seite liegend auf Stabdurchmesser $d_s \geq 16$ mm beschränkt bleiben.

In Bezug auf *hochfesten Beton* ab einer Betondruckfestigkeit von $f_{ck} \geq 50$ MPa ist davon auszugehen, dass die maximalen Verbundspannungen nicht weiter gemäß Gleichung (6.7) ansteigen. Wie bereits in Abschnitt 2.4.2 ausführlich dargestellt, wurde bei der Festlegung der Bemessungswerte für die Verbundspannung eine abflachende Zunahme der maximalen Verbundspannung mit wachsender Betondruckfestigkeit berücksichtigt. Für den Bemessungswert der Verbundspannung gilt die lineare Beziehung gemäß Gleichung (6.10). Im Falle ohne Querzugbelastung gilt $m_c = 0,075$ und $n_c = 12,36$.

$$\tau_{bd} = \gamma_c^{-2/3} \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot (m_c \cdot f_{ck} + n_c) \text{ in [MPa]} \quad 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 70 \text{ MPa} \quad (6.10)$$

Die experimentellen Untersuchungen an Probekörpern mit Längsrissbreiten von 0,1 mm bis 0,3 mm können die Abflachung der maximalen Verbundspannung ab einer Betonfestigkeit von $f_{ck} \geq 50$ MPa bestätigen. Dabei nimmt der Anstieg der maximalen Verbundspannungen mit steigender Rissbreite ab. Bild 6.10 zeigt die entsprechenden Regressionen in Abhängigkeit von der Rissbreite, welche im Bereich zwischen 50 MPa und 70 MPa linear verlaufen. Es muss jedoch beachtet werden, dass für die Ergebnisse ohne Querzugbelastung keine Regression durchgeführt werden konnte. Infolge des Überschreitens der Stahlzuggrenze versagten diese Versuche meist auf Stabbruch, so dass die maximalen Verbundspannungen nicht erreicht wurden.

Bild 6.10: Ableitung der Bemessungswerte für $d_s \geq 16$ mm, hochfester Beton

Um den Einfluss der Längsrissbreite in Gleichung (6.10) berücksichtigen zu können, wurden die entsprechenden Parameter m_c und n_c ermittelt. Dabei wurde ein linearer Zusammenhang mit der Rissbreite unterstellt.

Tabelle 6.6: Parameter zur Bestimmung von τ_{bd} für $d_s \geq 16$ mm nach Gleichung (6.10)

Parameter	Rissbreite w [mm]			
	0,0	0,1	0,2	0,3
m_c	0,068	0,054	0,039	0,025
n_c	12,27	11,47	11,19	11,08

Die Bemessungswerte der Verbundspannung konnten wiederum durch die bereits bekannte Umrechnung auf lange Verbundlängen ohne Querbewehrung unter Berücksichtigung des Sicherheitsbeiwertes gebildet werden. Das Bild 6.11 zeigt die Bemessungswerte in Abhängigkeit von der Rissbreite für den gesamten Bereich der Betondruckfestigkeit bis 70 MPa.

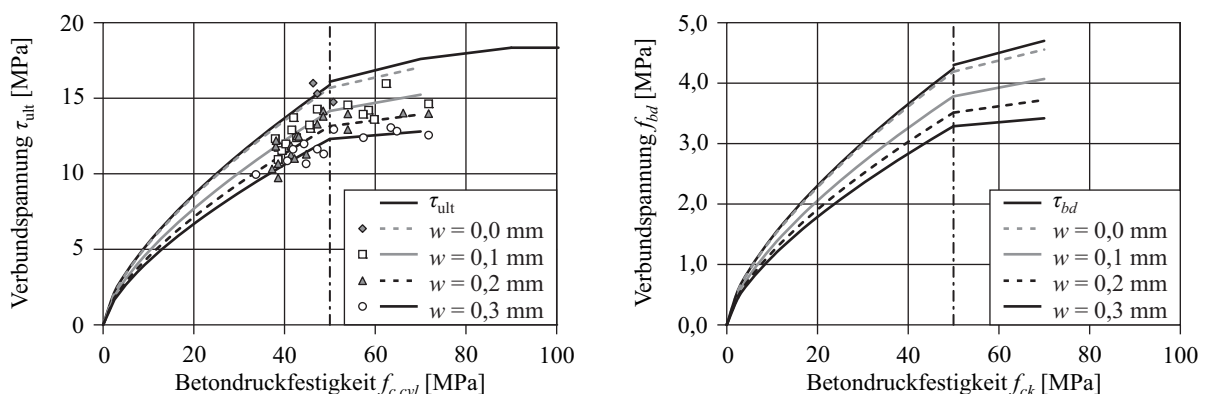


Bild 6.11: Ableitung der Bemessungswerte der Verbundspannung für normal- und hochfesten Beton

Analog zu den normalfesten Betonklassen ist es wie in Tabelle 6.7 möglich, auch die Bemessungswerte der Verbundspannung für die hochfesten Betonklassen in tabellierter Form zusammenzustellen. Die Angabe der Werte kann jedoch nur bis zu einem Beton der Festigkeit von $f_{ck} \leq 70$ MPa erfolgen. Einerseits lassen die vorliegenden Ergebnisse eine Vorhersage für höhere Betonklassen nicht zu. Andererseits wurde bei der Festlegung der Bemessungswerte ab einer Betonfestigkeit von $f_{ck} \geq 70$ MPa von

einem deutlich kleineren Verbundspannungsanstieg ausgegangen. Die Angaben für den Bereich zwischen 70 MPa und 90 MPa in Abschnitt 2.4.2 können demnach nicht auf Verbundverhältnisse mit Querkzugbeanspruchung angepasst werden.

Tabelle 6.7: Bemessungswerte der Verbundspannung für $d_s \geq 16$ mm, hochfester Beton

Festigkeit f_{ck} [MPa]	Normwert f_{bd} [MPa]	Bemessungswert τ_{bd} [MPa] bei Rissbreite w [mm]			
		0,0	0,1	0,2	0,3
50	4,3	4,2	3,8	3,5	3,3
55	4,4	4,3	3,9	3,6	3,3
60	4,5	4,4	3,9	3,6	3,4
70	4,7	4,6	4,1	3,7	3,4

Bei der hier vorgestellten Herleitung der Bemessungswerte der Verbundspannung in Abhängigkeit von der Längsrissbreite ist jedoch zu beachten, dass eine direkte Gegenüberstellung mit den normativen Werten etwas erschwert wird. Während die hier vorgestellten Werte aus Ausziehversuchen abgeleitet wurden, basieren die normativen Werte auf Biegehaftversuchen (Balkenverbundversuchen). Inwieweit es bei sonst gleichen Bedingungen, insbesondere der Verbundlänge, zu Unterschieden zwischen den beiden Versuchsarten kommt, ist ungeklärt. Als Anhaltspunkt könnten die in [117] vorgestellten Abhängigkeiten zwischen den maximalen Verbundspannungen von Biegehaftversuchen mit $5 d_s$, $10 d_s$ und langen Verbundlängen ab $20 d_s$ gemäß Gleichung (6.11) dienen.

$$\tau_{bk} = 0,7 \cdot \tau_{ult,10ds} = 0,5 \cdot \tau_{ult,5ds} \rightarrow \tau_{ult,5ds} = 1,4 \cdot \tau_{ult,10ds} \quad (6.11)$$

Vergleichsuntersuchungen zwischen Ausziehkörpern mit $5 d_s$ und Biegehaftversuchen mit $10 d_s$ Verbundlänge führten gemäß [117] in der Vergangenheit zu mittleren Verhältnissen der maximalen Verbundspannung von 1,27 und 1,37 bis hin zu 1,6. Da diese Werte im Mittel annähernd dem Verhältnis in Gleichung (6.11) entsprechen, kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass die möglichen Unterschiede zwischen den beiden Versuchsarten bei einer vergleichbaren Verbundlänge von $10 d_s$ vernachlässigt werden können.

6.2.2 Nicht vorwiegend ruhende Belastung

Die Bemessungswerte der Verbundspannung aus Tabelle 6.5 und Tabelle 6.7 gelten zunächst nur für statische Belastungen ohne Ermüdungseinfluss. In Abschnitt 2.4.2 wurde gezeigt, dass die bisher normativ geltenden Bemessungswerte auch auf nicht vorwiegend ruhende Belastungen übertragen werden können. Dies ist möglich, da unter Berücksichtigung der entsprechenden Sicherheitsbeiwerte keine charakteristischen Oberspannungen unterhalb der definierten Dauerfestigkeitsgrenze auftreten können. Als Dauerfestigkeit wird dabei diejenige Verbundoberspannung verstanden, bei der kein Ermüdungsbruch des Verbundes auftritt. Bei der Beurteilung, ob die Bemessungswerte der Tabelle 6.5 und Tabelle 6.7 auch für Ermüdungsbeanspruchungen gelten können, müsste nach analoger Vorgehensweise untersucht werden, ob die Dauerfestigkeitsgrenze der Verbundbruchermüdung den Wert nach Gleichung (6.12) nicht überschreitet.

$$0,7 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{1}{1,5}\right)^2} \cdot \tau_{ult,10ds} = 0,53 \cdot \tau_{ult,10ds} < \tau_{max,10ds} = x \cdot \tau_{ult,10ds} \quad (6.12)$$

Neben der Tatsache, dass diese Aussage mit den vorliegenden Versuchsdaten nicht getroffen werden kann, erscheint es sinnvoll, analog zu den Wöhlerlinien des Abschnittes 5.3 von einem verformungs-basierten Kriterium auszugehen. Ein plausibles Verformungskriterium stellt die Zunahme der Relativverschiebung (Schlupfzuwachs) von 0,1 mm, ausgehend von der Anfangsverformung bei Lastwechselbeginn, dar (Abschnitt 5.3.1).

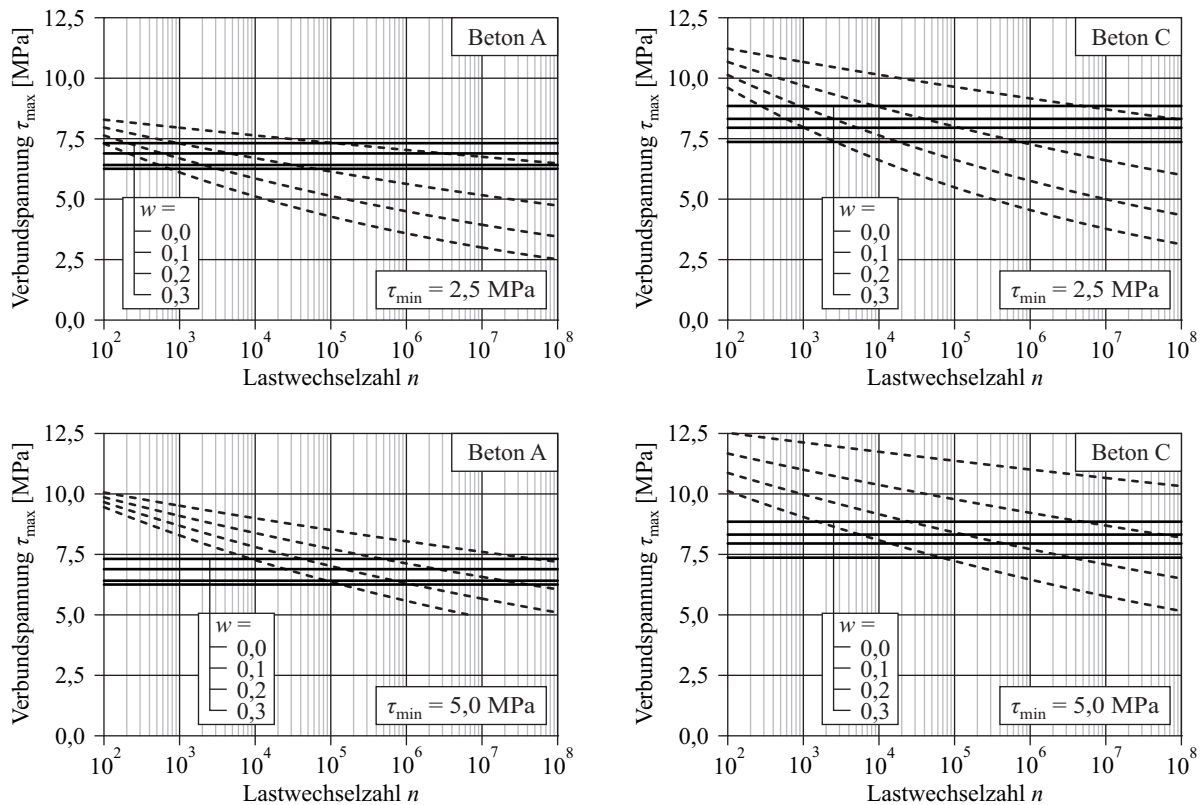


Bild 6.12: Zulässige Oberspannungen für Schlupfzuwächse $\Delta s \leq 0,1$ mm

Bild 6.12 zeigt noch einmal die ertragbaren Oberlasten, welche das Kriterium erfüllen. Die zur Grenzlastwechselzahl von 1 Mio. Lastwechseln gehörenden Werte können als Quasi-Dauerfestigkeitswerte definiert werden. Sie entsprechen den in Tabelle 6.1 aufgeführten Verbundspannungen τ_R und unterschreiten den statischen Grenzwert gemäß Gleichung (6.12) von $0,53 \tau_{ult}$ teilweise sehr deutlich.

Doch bevor über eine Modifikation der Bemessungswerte nachgedacht werden kann, wäre zu klären, inwieweit sich die zulässigen Oberspannungen gemäß Bild 6.12 bei langen Verbundlängen ab ungefähr $20 d_s$ entsprechend dem Kriterium für die statische Belastung ($0,7 \tau_{ult,10ds}$) verhalten. Der Einfluss der Verbundlänge auf zyklische Verbundversuche wurde bereits in Abschnitt 2.3.7 diskutiert. Dementsprechend ist davon auszugehen, dass das Schlupfwachstum gemäß Bild 2.51 mit zunehmender Verbundlänge abnimmt.

Damit ergäbe sich ein flacherer Wöhlerlinienverlauf des Verbundes, der wiederum zu höheren zulässigen Oberspannungen bei 1 Mio. Lastwechseln für ein Schlupfwachstum kleiner 0,1 mm führen würde. Da aber bisher noch kein funktionaler Zusammenhang zwischen Schlupfwachstum und Verbundlänge angegeben wurde (Abschnitt 2.3.7), ist eine Umrechnung der Dauerschwingfestigkeiten auf lange Verbundlängen nicht möglich. Doch wie bereits in Abschnitt 6.1 angesprochen, kann die Verbundlänge von $10 d_s$ als eine Art Grenzwert für Verankerungen angesehen werden, welcher ermüdungsseitig auf der sicheren Seite liegt.

Um aber dennoch einen Vergleich zwischen den Dauerfestigkeiten und den Bemessungswerten der Verbundspannung ziehen zu können, ist es notwendig, diesen auf der Basis einer Verbundlänge von $10 d_s$ mit vorhandener Querbewehrung vorzunehmen. Dazu müssen die Bemessungswerte der Verbundspannung entsprechend umgerechnet werden.

$$\tau_d = \frac{\tau_{bd}}{0,7 \cdot 0,5} = \frac{1}{1,5^{2/3}} \cdot k_c \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ in [MPa]} \quad (6.13)$$

Die Tabelle 6.8 gibt die umgerechneten Werte für die verwendeten Betone A und C an. Hierbei ist zu beachten, dass es sich bei den geprüften Zylinderfestigkeiten um einen Mittelwert handelt. Die verwendete charakteristische Zylinderdruckfestigkeit wird aus dem 5%-Quantil in Verbindung mit der näherungsweise vorgenommenen Umrechnung von Trocken- in Feuchtlagerung gemäß Gleichung (4.1) erhalten.

Tabelle 6.8: Umgerechnete Bemessungswerte der Verbundspannung für $d_s \geq 16 \text{ mm}$

Betonart	Festigkeit f_{cm} [MPa]	Festigkeit f_{ck} [MPa]	Bemessungswert τ_{bd} [MPa] bei Rissbreite w [mm]			
			0,0	0,1	0,2	0,3
Beton A	40,3	36,8	9,8	8,8	8,2	7,7
Beton C	58,7	52,4	12,1	10,9	10,1	9,4

Diese Werte können mit den definierten Dauerfestigkeiten der Verbundspannung verglichen werden. Besonders gut eignet sich dafür das Goodmandiagramm, in welchem die Bemessungswerte einem horizontalen Verlauf folgen (Bild 6.13).

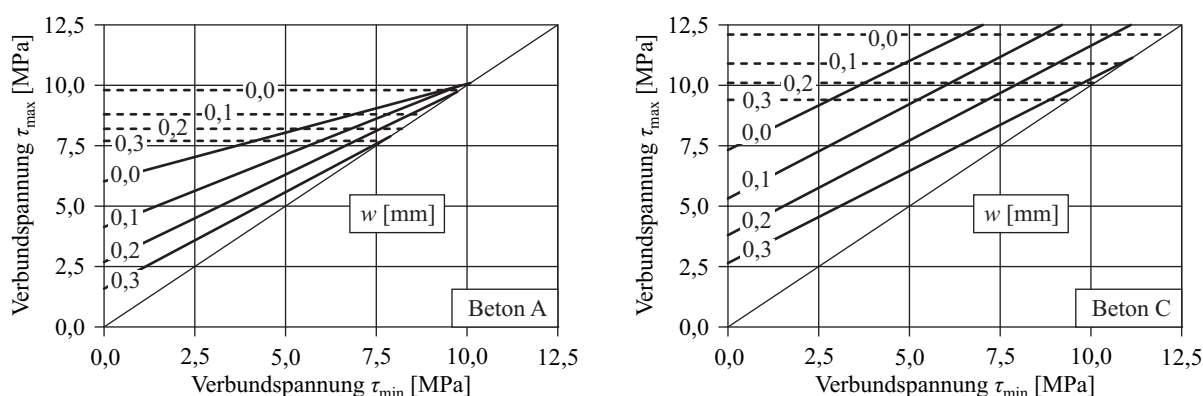


Bild 6.13: Goodmandiagramm für $n_R = 10^6$ und $\Delta s \leq 0,1 \text{ mm}$ ($d_s \geq 16 \text{ mm}$, $l_b \geq 10 d_s$, querbewehrt)

Anhand dieser in Bild 6.14 weiterentwickelten Darstellung wird deutlich, in welchen Bereichen der Spannungsschwingbreite die umgerechneten Bemessungswerte der Verbundspannung und in welchen die Grenzlinien der Verbundermüdung maßgebend werden. Hierbei kann beobachtet werden, dass die Verbundermüdung mit zunehmender Längsrissbreite stark an Bedeutung gewinnt (Bild 6.14).

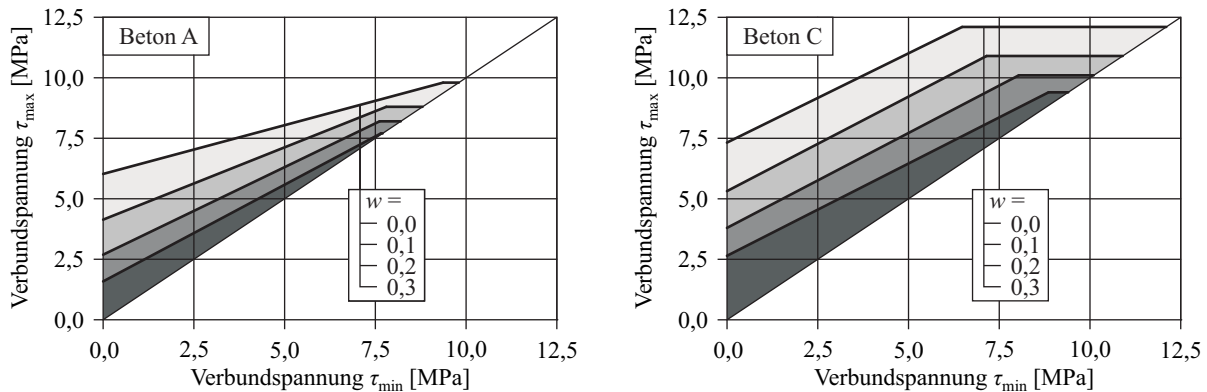


Bild 6.14: Zulässiger Bereich für Verbundspannungen

Wird von der Voraussetzung einer konstanten Verbundlänge von $10 d_s$ ausgegangen, ist es wiederum möglich, einen Zusammenhang zwischen der Verbund- und der Betonstahlermüdung herzustellen. Dazu sind die Stahlspannungsdauerfestigkeiten in Verbundspannungswerte gemäß Gleichung (6.2) umzurechnen. In Bild 6.15 wurden exemplarisch die Grenzklinien der Quasi-Dauerschwingfestigkeit $\Delta\sigma_R = 162,5$ MPa entsprechend EN 1992-1-1 (12/2004) ergänzt. Damit entsteht ein Schaubild, aus dem die zulässigen Verbundspannungen abgelesen werden können, welche in Abhängigkeit von der vorliegenden Rissbreite sowohl das Überschreiten der Schlupfzunahme von 0,1 mm als auch einen Ermüdungsbruch des Betonstahles ausschließen können.

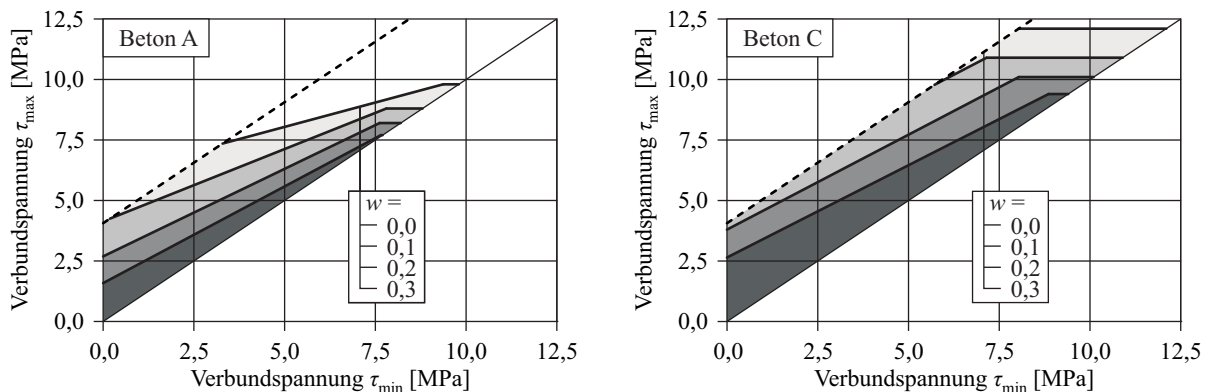


Bild 6.15: Zulässiger Bereich für Verbundspannungen unter Berücksichtigung der Stahlermüdung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich Bemessungswerte der Verbundspannung, Verbunddauerfestigkeiten und Dauerfestigkeiten der Betonstahlermüdung auf der Grundlage einer querbewehrten Verbundlänge von $10 d_s$ vergleichen lassen. Anhand von Bild 6.15 können die zulässigen Bereiche auftretender Spannungsschwingbreiten vorhergesagt werden, bei denen eine ausreichende Sicherheit gegenüber den einzelnen Versagensarten vorliegt. Die Verbundermüdung, welche an das Verformungskriterium einer maximal zulässigen Schlupfzunahme von 0,1 mm gekoppelt ist, nimmt hierbei eine zentrale Stellung ein. Mit steigender Querkzugbeanspruchung gewinnt die Verbundermüdung klar an Bedeutung.

Für reale Verankerungslängen in Stahlbetonbauteilen, welche Verankerungslängen von mehr als $10 d_s$ aufweisen, kann davon ausgegangen werden, dass die Quasi-Dauerfestigkeiten der Verbundspannungen größer ausfallen und sich damit der Einfluss der Verbundermüdung abschwächt. Grund dafür ist das veränderte Schlupfwachstumsverhalten, bei dem das Erreichen der zulässigen Schlupfdifferenz von 0,1 mm erst bei größeren Lastwechselzahlen zu erwarten ist.

Im Hinblick auf eine Bemessung von Verankerungen und Übergreifungsstößen auf Ermüdung ist deshalb festzuhalten, dass die Einhaltung der zulässigen Spannungsschwingbreiten gemäß Bild 6.15 auf der sicheren Seite liegt, sofern eine Verbundlänge von $l_b \geq 10 d_s$ garantiert werden kann. Da beim Vorhandensein von Längsrissen der verwendete Bewehrungsdurchmesser einen bisher noch nicht hinreichend geklärten Einfluss auf das Verbundermüdungsverhalten ausübt, bleibt die Gültigkeit der zulässigen Spannungsschwingbreiten vorerst auf Stahldurchmesser mit $d_s \geq 16$ mm begrenzt.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Es gibt eine Vielzahl von Faktoren, die das Verbundverhalten von Bewehrungsstahl und Beton beeinflussen. Dazu zählen unter anderem Beanspruchungen infolge von Ermüdung und Querzug. Diese beiden Faktoren können getrennt voneinander oder auch, wie beispielsweise bei Stahlverbundbrücken, gleichzeitig auftreten. Große Stahlverbundbrücken bestehen häufig aus einem Stahlhohlkasten, auf welchem eine Fahrbahnplatte aus Stahlbeton aufgebracht wird. Die Fahrbahnplatte erfährt in Brückenlängsrichtung über den Zwischenauflägern eine Zugbelastung, die zu einer Rissbildung entlang der Querbewehrung führt. Die Querbewehrung wiederum wird über den Stegen des Hohlkastens auf Zug belastet. Während die Zugbelastung in Brückenlängsrichtung durch das hohe Eigengewicht der Brücke annähernd gleich bleibt, wird die Querbewehrung durch den Fahrzeugverkehr zyklisch beansprucht.

Damit stellt sich die Frage, wie das Verbundverhalten für einen zyklisch beanspruchten, genau in einem Riss liegenden Bewehrungsstab sinnvoll beschrieben werden kann. Im Hinblick auf die zunehmende Verwendung hochfester Betone bleibt diese Frage nicht nur auf den Bereich des Normalbetons beschränkt.

In der Vergangenheit fanden bereits umfangreiche Untersuchungen zu den Auswirkungen verschiedener Einflussgrößen auf den Verbund statt. Dazu wurden zumeist statische Verbundversuche ausgewertet. Um in den eigenen Versuchen auf diese Ergebnisse aufbauen und die erzielten Ergebnisse in den Gesamtkontext einordnen zu können, wurden ausgehend von den Grundlagen der Verbundtragwirkung in der vorliegenden Arbeit die wichtigsten Ergebnisse für entsprechend ausgewählte Verbundparameter vorgestellt. Näher untersucht wurden die Einflüsse aus

- der bezogenen Rippenfläche,
- dem Stabdurchmesser,
- der Betonfestigkeit,
- der Querdruckbelastung,
- der Querzugbelastung mit Längsrissbildung,
- der Verbundlänge,
- den Versuchsbedingungen (Belastungsgeschwindigkeit und -frequenz).

Die Auswertung zeigte, dass die in der Vergangenheit vorgenommenen Untersuchungen die qualitativen Zusammenhänge zwischen dem jeweiligen Einflussparameter und der Verbundqualität meist recht gut erfassen, die Angabe geeigneter analytischer Formulierungen jedoch die Ausnahme bleibt. Die Übertragung der in statischen Versuchen ermittelten Ergebnisse auf zyklische Beanspruchungen erfolgte bisher nur in Ansätzen.

In Abschnitt 2.4 wurde analysiert, wie die Erkenntnisse aus den Verbunduntersuchungen in den einschlägigen normativen Grundlagen für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen umgesetzt wurden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgte die Formulierung von Bemessungswerten der Verbundspannung (zulässige Verbundspannungen) für die Bemessung von Stabverankerungen und -stößen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können mithilfe der Festlegung anzusetzender Verbundspannungswerte Rissbreiten und -abstände berechnet werden.

Neben der Ermüdung von Bewehrungsstahl und Beton kann genauso eine Ermüdung des Verbundes dieser Materialien eintreten. Bemessungsseitig liegt bisher allerdings das Hauptaugenmerk auf einer getrennten Nachweisführung. Diese basiert auf gesonderten Wöhlerlinien der Beton- und Betonstahlermüdung. Die Grenze von 1 Mio. Lastwechseln definiert hierbei die jeweiligen Quasi-Dauerschwingfestigkeiten. Obwohl bereits eine Reihe von Ergebnissen zur Ermüdungsfestigkeit des Verbundes vorliegt, wurde ihr bisher noch keine Bemessungsrelevanz zuerkannt.

Inhalt der beschriebenen Versuche war vorrangig die Untersuchung verschiedener Schwingbreiten auf unterschiedlichen Belastungshorizonten, weniger eine gezielte Betrachtung der aus statischen Versuchen bekannten Einflussparameter unter zyklischer Belastung. Als wichtiges Charakteristikum der Verbundermüdung konnte das Wachstum der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton mit Zunahme der Lastwechselzahl identifiziert werden, welches die drei bereits aus der Betonermüdung bekannten Ermüdungsphasen aufweist. Die Beschreibung dieses Wachstums in den ersten beiden Phasen ist über einen Potenzansatz möglich. Bezüglich der Aufstellung von Verbundwöhlerlinien konnte die wichtige Erkenntnis gewonnen werden, dass sich der Grenzzustand der Ermüdung des Verbundes bereits beim Überschreiten kritischer Relativverschiebungen einstellt.

Um das Verbundverhalten zwischen Beton und Rippenstahl unter Ermüdung und gleichzeitigem Querkzug richtig bewerten zu können, wurde ein eigenes Forschungsvorhaben initiiert. Das Versuchsprogramm umfasste hochzyklische Ausziehversuche mit vier verschiedenen Schwingspielen und drei unterschiedlichen Längsrissbreiten. Dazu wurden Ausziehkörper mit einem Längsriss entlang des Bewehrungsstabes hergestellt, welche einer schwellenden Ausziehbelastung bis maximal 1 Mio. Lastwechseln ausgesetzt wurden. Alle Versuche erfolgten mit Betonprismen der Abmessungen 300 mm × 300 mm × 160 mm, einem Ausziehstab mit 16 mm Durchmesser und einer Verbundlänge von zehn Stabdurchmessern ($l_b = 10 d_s$). Eine Einschnürung des Prismas gab die Lage des Längsrisses entlang des Ausziehstabes vor. Die für die Rissöffnung erforderliche Querkzugbelastung wurde auf vier Querbewehrungsstäbe durch einen gesonderten Stahlrahmen aufgebracht. Die Festlegung der Schwingspiele orientierte sich an den normativen Regelungen für Rippenstäbe im Grenzzustand der Ermüdung. Die Untersuchungen erfolgten sowohl für normalfesten als auch für hochfesten Beton.

Für den Vergleich der verschiedenen Belastungsbedingungen wurde das Schlupfwachstum zwischen Bewehrungsstab und Beton in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl herangezogen. Grundlage hierfür stellten die Messwerte auf der unbelasteten Stabseite dar. Der Einfluss des Querkzuges auf den Verbundwiderstand unter schwellender Belastung war signifikant. Je breiter der Längsriss durch Querkzug wurde, desto stärker wuchs der Schlupf. Dieser wurde außerdem von der Mittelspannung und der Spannungsschwingbreite sowie von der Betonfestigkeit beeinflusst. Die analytische Beschreibung des Schlupfwachstums gemäß CEB-FIP MODEL CODE 90 [28] konnte entsprechend den vorhandenen Versuchsergebnissen modifiziert werden.

Die einzelnen Schwingspiele der Ausziehbelastung führten mit steigender Lastwechselzahl n zu unterschiedlichen Schlupfentwicklungen s_n , welche sich gut mit der Gleichung (7.1) beschreiben lassen.

$$s_n = s_0 \cdot (1 + n)^b \quad (7.1)$$

Sowohl der sich beim Erreichen der Mittelspannung einstellende Startschlupf s_0 , als auch der Exponent b weisen eine deutliche Abhängigkeit von der querkzugbedingten Längsrissbreite w auf (Abschnitt 5.1.3).

Aufbauend auf der Vorhersage der Schlupfentwicklung können Wöhlerlinien der Verbundermüdung abgeleitet werden. Da bereits die Überschreitung einer bestimmten Relativverschiebung für den Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton kritische Folgen hat, wurde der Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Ermüdung über ein zulässiges Schlupfmaß definiert. Die Aufstellung von Wöhlerlinien des Verbundes erfolgte demnach auf der Grundlage von zulässigen Verformungen. Hierbei wird der Wert des Schlupfzuwachses von $\Delta s = 0,1$ mm als zulässig betrachtet. Mit Gleichung (7.2) können Lastwechselzahlen von über 1 Mio. vorhergesagt werden, die der tolerierten Schlupfzunahme entsprechen.

$$n = \left(\frac{s_0 + \Delta s}{s_0} \right)^{\frac{1}{b}} - 1 \quad \text{mit } \Delta s = 0,1 \text{ mm} \quad (7.2)$$

Unter Beachtung der jeweiligen Unterspannungen führt die Darstellung dieser Lastwechselzahlen im Wöhlerdiagramm in Verbindung mit einer geeigneten Kurvenregression zur Bestimmung der zugehörigen Wöhlerlinien. Dabei bestehen verschiedene Möglichkeiten, welche in Abschnitt 5.3 eingehend diskutiert wurden.

Am zweckmäßigsten erweist sich die Regression auf Basis von normierten Wöhlerlinien analog den Ansatzfunktionen der Stahlermüdung. Diese haben den Vorteil, dass sie einerseits direkt in Beziehung zu den Wöhlerlinien der Betonstahl ermüdung gesetzt werden können und andererseits durch die Normierung auf die Quasi-Dauerfestigkeitswerte bei der Grenzlasterwechselzahl von 1 Mio. die Erstellung von Dauerfestigkeitsdiagrammen vereinfachen (Abschnitt 6.1). Hierbei stellen vier verschiedene Schwingspiele mit zwei unterschiedlichen Unterspannungen die minimale Voraussetzung für die Erstellung derartiger Diagramme dar. Aus den Dauerfestigkeitsdiagrammen (Bild 6.7) können die für Bemessungszwecke benötigten, zulässigen Spannungsschwingbreiten in Abhängigkeit von der vorhandenen Längsrissbreite auf Grundlage einer querbewehrten Verbundlänge von zehn Stabdurchmessern ($l_b = 10 d_s$) abgelesen werden. Es wird deutlich, dass die verminderte Ermüdungsfestigkeit des Verbundes durch das Vorhandensein eines Längsrisses gegenüber der Betonstahl ermüdung vermehrt an Bedeutung gewinnt. Damit muss hinterfragt werden, inwieweit das bisherige Verfahren mit getrennt zu führenden Nachweisen der Ermüdung von Bewehrungsstahl und Beton ausreicht, dieser Problematik gerecht zu werden.

Ein durch Querkzug hervorgerufener Längsriss beeinflusst nicht nur die Ermüdungsfestigkeit des Verbundes, sondern auch die Verbundtragfähigkeit unter statischer Belastung. Diese ist die Grundlage für die Festlegung von Bemessungswerten der Verbundspannung (zulässigen Verbundspannungen) im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Ausgehend von den Kriterien der normativ geregelten Bemessungsgrößen, werden in Abschnitt 6.2 entsprechende Werte für Verbundbedingungen mit Längsrissen von 0,1 bis 0,3 mm Breite sowohl für normalfesten (Tabelle 6.5) als auch hochfesten Beton (Tabelle 6.7) angegeben.

Um eine Aussage darüber treffen zu können, inwieweit die Bemessungswerte der Verbundspannung unter Kurzzeitbeanspruchung auch für nicht vorwiegend ruhende Belastungen gelten, konnten sie mit den zulässigen Verbundspannungsschwingbreiten für eine Schlupfzunahme von 0,1 mm auf der Basis einer querbewehrten Verbundzone von $10 d_s$ Länge verglichen werden (Bild 6.15). Dabei zeigte sich, dass das Kriterium für die Verbundermüdung mit wachsender Rissbreite für die Ermittlung der zulässigen Verbundspannungen unter nicht vorwiegend ruhender Belastung an Bedeutung gewinnt. Die Einhaltung dieser zulässigen Spannungsschwingbreiten als zulässige Verbundspannungen im Zusammenhang mit der Bemessung von Verankerungen und Stößen führt bei Bewehrungsstabdurchmessern von $d_s \geq 16 \text{ mm}$ unter der Voraussetzung von Verbundlängen von mehr als $10 d_s$ zu widerstandsfähigen Konstruktionen gegenüber einer Verbundermüdung.

7.2 Ausblick und offene Fragen

Die Verbundlänge von zehn Stabdurchmessern ($l_b = 10 d_s$) entspricht einem Grenzwert möglicher Verankerungslängen, vergleichbar einem einstufigen Wöhlerversuch, der als Grenzwert eines Beanspruchungskollektives gilt. Analog zu den Lebensdauerreserven, welche zwischen Beanspruchungskollektiven (Lebensdauerlinie) und Wöhlerversuchen (Wöhlerlinie) liegen, ist zu vermuten, dass das Schlupfwachstum mit wachsender Verbundlänge abnimmt und somit auch der Widerstand gegen eine Ermüdung des Verbundes steigt. Um diese Widerstandsreserven besser abschätzen zu können, sind zyklische Ausziehversuche mit unterschiedlichen Verbundlängen erforderlich.

Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Bewehrungsstäbe besaßen einen einheitlichen Durchmesser von 16 mm. Es ist zu erwarten, dass das Vorhandensein vergleichbarer Längsrissbreiten für kleinere Durchmesser eine stärkere Verbundschwächung als für größere Stabdurchmesser bedeutet. Inwieweit es sich hierbei um einen alleinigen Einfluss des Durchmessers als vielmehr um einen geometrischen Effekt handelt, bedarf noch einer eingehenden Klärung. Die Zunahme der Rissbreite kann mit einer Abnahme der wirksamen relativen Rippenfläche in Verbindung gebracht werden. Die gleiche Rissbreite bedeutet für kleinere Stabdurchmesser eine verhältnismäßig große Verkleinerung der Fläche unter den Rippen. Bei größeren Durchmessern wirkt sich derselbe Riss weniger stark auf die wirksame relative Rippenfläche aus. Aus diesem Grund müssen die in den eigenen Versuchen erzielten Ergebnisse vor einer Verallgemeinerung im Hinblick auf Bewehrungsstäbe unterschiedlicher, insbesondere kleinerer Stabdurchmesser entsprechend überprüft werden.

Aus technologischen Gründen kamen bei den experimentellen Untersuchungen Betonstähle verschiedener Lieferungen zum Einsatz. Die relevanten Kennwerte der Oberflächengeometrie wurden exemplarisch an jeweils einem Stab je Charge aufgenommen. Der nach DIN 488-2 geforderte Mindestwert der bezogenen Rippenfläche von $f_R = 0,056$ wurde mit 0,068 bzw. 0,090 stets eingehalten. Da insbesondere der Wert von 0,090 sehr stark vom normativen Mindestwert abweicht, muss dem Einfluss der bezogenen Rippenfläche erhöhte Beachtung geschenkt werden. Dies ist nicht zuletzt deswegen erforderlich, um Aussagen treffen zu können, die auch für Stähle mit $f_R = 0,056$ Gültigkeit besitzen.

In der Vergangenheit wurde der Einfluss der bezogenen Rippenfläche fast ausschließlich in Bezug auf die statische Verbundtragfähigkeit untersucht. Es ist anzunehmen, dass sich die bezogene Rippenfläche ebenfalls auf das Schlupfwachstum unter zyklischer Belastung auswirkt. Ergebnisse gezielter Untersuchungen zu dieser Thematik liegen nicht vor, weswegen eine Umrechnung des Schlupfwachstums für den Mindestwert der bezogenen Rippenfläche nicht erfolgen konnte.

Ungeachtet des hier angesprochenen Bedarfes an weiteren, auf den bisherigen Ergebnissen aufbauenden Untersuchungen stellen die vorgestellten Bemessungswerte und -diagramme schon jetzt ein geeignetes Hilfsmittel für eine ausreichende Dimensionierung gegen Verbundermüdung dar.

Literatur

A

- [1] Abrams, D. A.: *Studies of bond between concrete and steel*. Chicago: Structural Materials Research Laboratory, 1925 (Bulletin 17)
- [2] Abrams, D. A.: *Tests of bond between concrete and steel*. Urbana: University of Illinois, 1913 (University of Illinois Bulletin 71)
- [3] ACI Committee 215: *Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading*. Detroit: American Concrete Institute, 1974 (ACI 215R-74)
- [4] ACI Committee 408: *State-of-the-art report on bond under cyclic loads*. Detroit: American Concrete Institute, 1992 (ACI 408.2R-92)
- [5] Alvarez, M.: *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*. ETH Zürich, Diss., Basel: Birkhäuser, 1998 (IBK Bericht 236)

B

- [6] Bach, C.: Der Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten in seiner Abhängigkeit von der Länge der Eiseneinlagen. In: *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure* 55 (1911), Nr. 21, S. 859-860
- [7] Bach, C.: Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens. In: *Mitteilungen über Forschungsarbeiten Heft 22*, Berlin: Kommissionsverlag von Julius Springer, 1905, S. 1-41
- [8] Bagayoko, L.: *Betriebsfestigkeit von Eisenbahnbrücken in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise*. Technische Universität München, Diss., 1999
- [9] Balázs, G. L.: Bond behaviour under repeated load. In: *Plain and slightly reinforced concrete structures: Fatigue*. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1988 (CEB Bulletin 185), S. 197-202
- [10] Balázs, G. L.: Bond behaviour under repeated loads. In: *Studi e Ricerche* (Milano) 8 (1986), S. 395-430
- [11] Balázs, G. L.: Bond model with non-linear bond-slip law. In: *Studi e Ricerche* (Milano) 9 (1987), S. 157-180
- [12] Balázs, G. L.: Fatigue of bond. In: *ACI Materials Journal* 88 (1991), Nr. 6, S. 620-629
- [13] Balázs, G. L.; Azizinamini, A.; Eligehausen, R.; Leoa, R.; Vintzileou, E.; Ožbolt, J.: Bond under repeated loading. In: *Bond of reinforcement in concrete*. Lausanne: Fédération Internationale du Béton, 2000 (fib Bulletin 10), S. 158-183
- [14] Balázs, G. L.; Koch, R.: Bond behavior under random cyclic loading. In: *Otto-Graf-Journal* 5 (1994), S. 52-67
- [15] Basquin, O. H.: The exponential law of endurance tests. In: *Proceedings of the American Society for Testing and Materials* 10 (1910), S. 625-630
- [16] Baus, R.: Proposition de détermination des longueurs pratiques d'ancrage à pâtre des contraintes de rupture d'adhérence données par le beam test. In: *Aciers - Adhérence - Ancrages*. Paris: Comité Européen du Béton, 1965 (CEB Bulletin 48), S. 106-121

- [17] Baus, R.; Claude, G.: Essai de synthèse bibliographique des connaissances sur le mécanisme de l'adhérence et des ancrages. In: *Aciers - Adhérence - Ancrages*. Paris: Comité Européen du Béton, 1968 (Bulletin 66), S. 135-213
- [18] Block, K.; Dreier, F.: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln. In: *Materialprüfung* 40 (1998), Nr. 3, S. 73-77
- [19] Bony, J.; Claude, G.; Soretz, S.: *Vergleich von Biegehaft- und Ausziehversuchen*. Luxembourg: Tor-Isteg Steel Corp., 1975 (Betonstahl in Entwicklung 58) – deutsche Übersetzung von: Comparaison des essais d'adhérence par flexion (beam test) et par traction (pull-out test). In: *Matériaux et Constructions* 6 (1973), S. 395-401
- [20] Bonzel, J.; Bub, H.; Funk, P.: *Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen: Band I - DIN 1045*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1972
- [21] Bülte, S.: *Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung*. RWTH Aachen, Diss., 2008
- [22] Buxbaum, O.: *Betriebsfestigkeit: Sichere und wirtschaftliche Bemessung schwingbruchgefährdeter Bauteile*. Düsseldorf: Stahleisen, 1988

C

- [23] Cantieni, R.: *Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland. 60 years experience of EMPA*. EMPA Zürich, 1983 (Bericht Nr. 211)
- [24] Ciampi, V.; Eligehausen, R.; Bertero, V.; Popov, E.: Analytical model for deformed bar bond under generalized excitations. In: *IABSE Colloquium (Delft): Advanced mechanics of reinforced concrete. Final Report*. Zürich: IABSE, 1981 (IABSE reports of the working commissions 34), S. 53-67
- [25] Clark, A. P.: Bond of concrete reinforcing bars. In: *Journal of the American Concrete Institute* 46 (1949), Nr. 11, S. 161-184
- [26] Claude, G.: Détermination des caractéristiques d'adhérence des armatures ordinaires de gros diamètres. In: *Aciers - Adhérence - Ancrages*. Paris: Comité Euro-International du Béton, 1979 (CEB Bulletin 118)
- [27] Comité Euro-International du Béton (CEB): *Bond action and bond behaviour of reinforcement: State-of-the-art report*. Paris: CEB, 1982 (CEB Bulletin 151)
- [28] Comité Euro-International du Béton (CEB): *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. London: Thomas Telford, 1993
- [29] Comité Euro-International du Béton (CEB): *Code-modèle CEB-FIP pour les structures en béton*. Lausanne: CEB, 1978 (CEB Bulletin 124/125)
- [30] Comité Euro-International du Béton (CEB): *Fatigue of concrete structures: State of the art report*. Lausanne: CEB, 1988 (CEB Bulletin 188)
- [31] Comité Euro-International du Béton (CEB): *RC elements under cyclic loading: State-of-the-art report*. London: Thomas Telford, 1996 (CEB Bulletin 230)
- [32] Comité Européen du Béton (CEB): *Aciers - Adhérence - Ancrages: Caractères exigentiels des aciers. Rapports et Comptes-rendus 1973-1974*. Paris: CEB, 1974 (CEB Bulletin 104)
- [33] Comité Européen du Béton (CEB): *Practical recommendations for the design and construction of prestressed concrete structures. Provisional Edition*. Paris: CEB, 1966 (CEB Bulletin 54)

- [34] Comité Européen du Béton (CEB): *Recommandations internationales CEB-FIP pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton: Principes et recommandations*. Paris: CEB, 1970 (CEB Bulletin 72)
- [35] Comité Européen du Béton (CEB): *Systeme international de reglementation technique unifiée des structures (2 ème Draft)*. Paris: CEB, 1975 (CEB Bulletin 111)
- [36] Cornelissen, H. A. W.: Fatigue failure of concrete in tension. In: *Heron* 29 (1984), S. 1-68
- [37] Curbach, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Universität Karlsruhe (TH), Diss., 1987 (Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie 1)
- [38] Curbach, M.; Eckfeldt, L.: Ermüdungsfestigkeit des Verbundes zwischen Hochleistungsbeton und Bewehrungsstahl. In: Teutsch, M. (Hrsg.): *Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner: Betonbau-Forschung, Entwicklung und Anwendung*. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 1999, S. 41-50

D

- [39] Danielewicz, I.: *Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken*. Technische Hochschule Darmstadt, Diss., 1994
- [40] Darwin, D.; Graham, E. K.: Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars. In: *ACI Structural Journal* 90 (1993), Nr. 6, S. 646-657
- [41] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): *DAfStb-Richtlinie: Hochfester Beton*. Berlin: Beuth, August 1995
- [42] DIN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau: Bemessung und Ausführung*. Berlin: Beuth, Ausgaben Juli 1988, Juli 1972, Entwurf März 1968
- [43] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Berlin: Beuth, Ausgaben August 2008, Juli 2001
- [44] DIN 1045-2: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Beton: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 Bemessung und Konstruktion*. Berlin: Beuth, Ausgaben August 2008, Juli 2001
- [45] DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. Berlin: Beuth, Juni 1991
- [46] DIN 4150-3: *Erschütterungen im Bauwesen. Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen*. Berlin: Beuth, Februar 1999
- [47] DIN 488-1: *Betonstahl. Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*. Berlin: Beuth, August 2009
- [48] DIN 488-2: *Betonstahl. Betonstabstahl*. Berlin: Beuth, August 2009
- [49] DIN 50 100: *Dauerschwingversuch: Begriffe Zeichen Durchführung Auswertung*. Berlin: Beuth, Februar 1978
- [50] DIN EN 10080: *Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines. Deutsche Fassung EN 10080:2005*. Berlin: Beuth, August 2005
- [51] DIN EN 12390-2: *Prüfung von Festbeton. Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen. Deutsche Fassung EN 12390-2:2000*. Berlin: Beuth, Juni 2001
- [52] DIN EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton. Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Deutsche Fassung EN 12390-3:2001*. Berlin: Beuth, April 2002

- [53] DIN EN 12390-6: *Prüfung von Festbeton. Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern. Deutsche Fassung EN 12390-6:2000*. Berlin: Beuth, Februar 2001
- [54] DIN EN 13084-2: *Freistehende Schornsteine. Teil 2: Betonschornsteine. Deutsche Fassung EN 13084-2:2001*. Berlin: Beuth, April 2002
- [55] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004*. Berlin: Beuth, Oktober 2005
- [56] DIN EN ISO 15630-1: *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton: Prüfverfahren. Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht. Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2002*. Berlin: Beuth, September 2002
- [57] DIN-Fachbericht 102: *Betonbrücken*. Berlin: Beuth, Ausgaben März 2009, März 2003
- [58] Djabry, W.: *Contribution a l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton*. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe Zürich, 1952 (Rapport No. 184)

E

- [59] Eckfeldt, L.: *Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen*. Technische Universität Dresden, Diss., 2005
- [60] Eckfeldt, L.; Curbach, M.: Application of biostatistics in the analysis of fatigue data in bond research. In: van Gelder, P.; Proske, D.; Vrijling, H. (Hrsg.): *7th International Probabilistic Symposium*. Delft: University of Technology, 2009, S. 37-60
- [61] Eckfeldt, L.; Curbach, M.: Bond behaviour of high performance concrete (HPC) and reinforcing steel under fatigue loading. In: Bergmeister, K. (Hrsg.): *Proceedings of the 3rd international PhD symposium in civil engineering*. Vol. 1. Wien: Fleck Druck, 2000, S. 67-76
- [62] Eckfeldt, L.; Curbach, M.: Der Verbund zwischen Hochleistungsbeton und einfacher Bewehrung unter Ermüdungsbeanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), Nr. 4, S. 262
- [63] Eibl, J.; Akkermann, J.; Idda, K.; Lucero-Cimas, H. N.: Rotational behaviour of reinforced concrete corners and bond under lateral tension. In: *Ductility of reinforced concrete structures*. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1998 (CEB Bulletin 242), S. 259-273
- [64] Eibl, J.; Idda, K.; Lucero-Cimas, H.: *Verbundverhalten bei Querkzug*. Stuttgart: Fraunhofer IRB, 1998 (Bauforschung T 2821)
- [65] Eibl, J.; Kobarg, J.: Das Verbundverhalten von Stahl und Beton unter besonderer Berücksichtigung lokaler Stahlspannungen. In: Eligehausen, R.; Rußwurm, D. (Hrsg.): *Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau. Gallus Rehm zum 60. Geburtstag*. Berlin: Ernst & Sohn, 1984, S. 143-152
- [66] Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V.: *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations*. Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, 1983 (UCB/EERC-83/23)

F

- [67] Fédération internationale du béton (fib): *Bond of reinforcement in concrete: State-of-the-art report*. Lausanne: fib, 2000 (fib Bulletin 10)
- [68] Filippou, F. C.; Popov, E. P.; Bertero, V. V.: Modelling of R/C joints under cyclic excitations. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 109 (1983), Nr. 11, S. 2666-2684

- [69] Fingerloos, F.; Zilch, K.: Neuausgabe von DIN 1045-1 Hintergründe und Erläuterungen. In: *Bauingenieur* 83 (2008), Nr. 4, S. 147-157
- [70] Franke, L.: *Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl und Beton (Verbundkriechen)*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1976 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 268)

G

- [71] Gaede, K.: *Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck- und Schwellbelastung*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1962 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 144), S. 1-48
- [72] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.: Bond and splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role. In: *Magazine of Concrete Research* 49 (1997), Nr. 179, S. 99-110
- [73] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.: Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out. In: *Materials and Structures* 29 (1996), S. 267-276
- [74] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.; Zasso, B.: Steel-to-concrete bond after concrete splitting: test results. In: *Materials and Structures* 22 (1989), S. 35-47
- [75] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P.; Zasso, B.: Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration. In: *Materials and Structures* 22 (1989), S. 347-356
- [76] Gambarova, P. G.; Zasso, B.: Aderenza armatura-calcestruzzo e fessurazione longitudinale da spacco: Una sintesi di alcuni recenti risultati sperimentali. In: *Studi e Ricerche* (Milano) 7 (1985), S. 7-54
- [77] Gerster, R.: *Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung*. Universität Stuttgart, Diss., 1989 (IWB Mitteilungen 1989/3)
- [78] Gerstle, W. H.; Ingraffea, A. R.: Does bond-slip exist? In: Shah, S. P.; Swartz, S. E.; Wang, M. L. (Hrsg.): *Micromechanics of failure of quasi-brittle materials*. London: Elsevier Applied Science Publishers, 1990, S. 407-417
- [79] Gilkey, H. J.; Chamberlin, S. J.; Beal, R. W.: Bond studies of reinforcing bars - Discussion of paper by G. A. Wernisch. In: *Journal of the American Concrete Institute* 34 (1938), Nr. 2, S. 164/1-164/15
- [80] Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. In: *ACI Journal* 68 (1971), Nr. 4, S. 244-251
- [81] Graf, O.; Brenner, E.: *Versuche zur Ermittlung des Gleitwiderstands von Eiseneinlagen im Beton bei stetig steigender Belastung und bei oftmals wiederholter Belastung*. Schriftenreihe. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1939 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 93)

H

- [82] Haibach, E.: *Betriebsfestigkeit - Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Berlin: Springer, 2006
- [83] Hanson, J. M.; Somes, N. F.; Helgason, T.: Investigation of design factors affecting fatigue strength of reinforcing bars - test program. In: *Abeles symposium: fatigue of concrete*. Detroit: American Concrete Institute, 1974 (ACI Special Publication 41), S. 71-106
- [84] Harre, W.: Zur Prüfung von Betonstählen unter häufig wiederholter Belastung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 73 (1978), Nr. 2, S. 47-49

- [85] Harre, W.; Beul, W.: Zum Schwingfestigkeitsverhalten der Betonstähle. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 86 (1991), Nr. 12, S. 290-296
- [86] Heimbach, H.: Zum Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Zeit- und Dauerfestigkeit von Stahl. In: *Materialprüfung* 12 (1970), Nr. 11, S. 377-380
- [87] Hjorth, O.: *Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten*. Technische Universität Braunschweig, Diss., 1976
- [88] Hohberg, R.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Technische Universität Berlin, Diss., 2004
- [89] Hölzenbein, H.; Soretz, S.: *Beitrag zur Profilgestaltung von Betonrippenstählen*. Luxembourg: Tor-Isteg Steel Corp., 1977 (Betonstahl in Entwicklung 63)
- [90] Hordijk, D. A.: *Local approach to fatigue of concrete*. Technische Universiteit Delft, Diss., 1991
- [91] Hordijk, D. A.: Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. In: *Heron* 37 (1992), Nr. 1, S. 1-79
- [92] Hoyer, E.; Friedrich, E.: Beitrag zur Frage der Haftspannung in Eisenbetonbauteilen. In: *Beton und Eisen* 38 (1939), Nr. 6, S. 107-110
- [93] Hsu, T. T. C.: Fatigue of plain concrete. In: *ACI Journal* 78 (1981), Nr. 4, S. 292-305
- [94] Huang, Z.; Engström, B.; Magnusson, J.: Experimental and analytical studies of the bond behaviour of deformed bars in high strength concrete. In: *Forth international symposium on utilization of high-strength / high-performance concrete*. Paris: Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996, S. 1115-1124

I

- [95] Idda, K.: *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkzug*. Universität Karlsruhe (TH), Diss., 1999 (Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie 34)
- [96] Ismail, M. A. F.; Jirsa, J. O.: Bond deterioration in reinforced concrete subject to low cycle loads. In: *ACI Journal* 69 (1972), Nr. 6, S. 334-343

K

- [97] Kim, S. H.: Evaluation of crack width and remaining service life for RC flexural members under repeated loading. In: *Daewoo Construction Technology Report* 6 (2006), S. 55-65
- [98] Klausen, D.: *Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Belastung*. Technische Hochschule Darmstadt, Diss., 1978
- [99] Kleinlogel, A.: Zur Frage der Haftfestigkeit des Eisens im Beton. In: *Beton und Eisen* 3 (1904), Nr. 4, S. 227-231
- [100] Kobarg, J.: *Ein inkrementelles Stahl-Beton-Verbundgesetz unter Berücksichtigung von Stahldehnung und Querdruck*. Düsseldorf: VDI-Verlag, Diss., 1986
- [101] Koch, R.; Balázs, G. L.: Limit states for long term and cyclic loading. In: Balázs, G. L.; Bartos, P. J. M.; Cairns, J.; Borosnyói, A. (Hrsg.): *Bond in Concrete - from research to standards*. Budapest: Publishing Company of Budapest University of Technology and Economics, 2002, S. 211-221
- [102] Koch, R.; Balázs, G. L.: Slip Increase under cyclic and long term loading. In: *Otto-Graf-Journal* 4 (1993), S. 160-191

- [103] Koch, R.; Balázs, G. L.: Verbund unter nicht ruhender Beanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 93 (1998), Nr. 7 & 8, S. 177-181, 220-223
- [104] Koch, R.; Balázs, G. L.: Verbund unter nicht ruhender Beanspruchung. In: Deutsche Forschungsgemeinschaft (Hrsg.): *Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen*. Stuttgart: Universität Stuttgart, 1997, 17 S.
- [105] Koch, R.; Balázs, G. L.: Verbund unter nicht ruhender Beanspruchung. In: Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG); Eligehausen, R.; Kordina, K.; Schießl, P. (Hrsg.): *Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen: Forschungsbericht*. Weinheim: Wiley-VCH, 2000, S. 116-132
- [106] König, G.; Danielewicz, I.: *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990*. Berlin: Beuth, 1994 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 439)
- [107] König, G.; Grimm, R.; Meyer, J.: Erläuterungen zur Richtlinie Hochfester Beton. In: *Bautechnik* 74 (1997), Nr. 4, S. 256-272
- [108] König, G.; Tue, N. G.; Zink, M.: *Hochleistungsbeton. Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Berlin: Ernst & Sohn, 2001
- [109] Kuuskoski, V.: *Über die Haftung zwischen Beton und Stahl*. Helsinki: Staatliche Technische Forschungsanstalt, 1950

L

- [110] Lemnitzer, L.; Schröder, S.; Lindorf, A.; Curbach, M.: Bond behaviour between reinforcing steel and concrete under multiaxial loading conditions in concrete containments. In: *20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 20)*. Espoo: Technical Research Centre of Finland, 2009
- [111] Leonhardt, F.: On the need to consider the influence of lateral stresses on bond. In: RILEM (Hrsg.): *Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete*. Vol. 1. Stockholm: Tekniska Hogskolans Rotaprint tryckeri, 1957, S. 29-34
- [112] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. 1. Aufl. Berlin: Springer, 1973
- [113] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. 3. Aufl. Berlin: Springer, 1984
- [114] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau - Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau*. 3. Aufl. Berlin: Springer, 1986
- [115] Lettow, S.: *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße*. Universität Stuttgart, Diss., 2006
- [116] Leutbecher, T.: *Rissbildung und Zugverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton*. Universität Kassel, Diss., 2007
- [117] Lindorf, A.: Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung? In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Nr. 1, S. 53-59
- [118] Lindorf, A.; Lemnitzer, L.: Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In: Curbach, M.; Häußler-Combe, U.; Mechtcherine, V. (Hrsg.): *Beiträge zum 48. Forschungskolloquium des DAfStb*. Dresden: Technische Universität Dresden, 2007, S. 35-50
- [119] Lindorf, A.; Lemnitzer, L.; Curbach, M.: Experimental investigations on bond behaviour of reinforced concrete under transverse tension and repeated loading. In: *Engineering Structures* 31 (2009), Nr. 7, S. 1469-1476

- [120] Lotze, D.: *Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung*. Universität Stuttgart, Diss., 1993
- [121] Lovegrove, J. M.; Salah El-Din, A. S.: Deflection and cracking of reinforced concrete under repeated loading and fatigue. In: Shah, S. P. (Hrsg.): *Fatigue of concrete structures*. Detroit: American Concrete Institute, 1982 (ACI Special Publication 75), S. 133-152

M

- [122] Mains, R. M.: Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. In: *Journal of the American Concrete Institute* 23 (1951), Nr. 11, S. 225-252
- [123] Mainz, J.: *Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl*. Technische Universität München, Diss., 1993
- [124] Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V.: *Tragverhalten von Stahlbeton: Fortbildungskurs für Bauingenieure ETH Zürich 30.09. / 01.10.1999*. Basel: Birkhäuser, 1999 (IBK Publikation SP 008)
- [125] Martin, H.: Bond performance of ribbed bars (pull-out-test): Influence of concrete and consistency. In: Bartos, P. (Hrsg.): *Bond in concrete*. London: Applied Science Publishers, 1982, S. 289-299
- [126] Martin, H.: Einfluß der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen. In: Eligehausen, R., Rußwurm, D. (Hrsg.): *Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau. Gallus Rehm zum 60. Geburtstag*. Berlin: Ernst & Sohn, 1984, S. 161-166
- [127] Martin, H.: *Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1973 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 228)
- [128] Martin, H.; Noakowski, P.: *Verbundverhalten von Betonstählen: Auswertung von Ausziehversuchen*. Technische Universität München, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 1978 (Aus unseren Forschungsarbeiten IV), S. 75-77
- [129] Martin, H.; Noakowski, P.: *Verbundverhalten von Betonstählen: Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. Berlin: Ernst & Sohn, 1981 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 319), S. 100-175
- [130] Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: *Ableitung eines allgemeingültigen Berechnungsverfahrens für Rißbreiten aus Lastbeanspruchung auf der Grundlage von theoretischen Erkenntnissen und Versuchsergebnissen*. Bonn: Bundesministerium für Verkehr, 1980 (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 309)
- [131] Maurer, R.; Block, K.; Dreier, F.: Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl - Bestimmung mit dem Interaktiven Verfahren. In: *Bauingenieur* 85 (2010), Nr. 1, S. 17-28
- [132] Mayer, U.: *Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen*. Universität Stuttgart, Diss., 2001
- [133] Meynig, F.; Haupt, W.; Martinek, F.: *Konstruktion und Bemessung im Stahlbetonbau*. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1975
- [134] Miner, M.: Cumulative damage in fatigue. In: *Journal of Applied Mechanics* 12 (1945), S. A159-A164
- [135] Modena, C.: Bond behaviour with longitudinal cracks of normal and epoxy coated deformed bars. In: Comité Euro-International du Béton; Riga Technical University (Hrsg.): *Bond in concrete: International conference bond in concrete from research to practice*. Vol. 2, Riga: CEB RTU, 1992, S. 5/31-5/40
- [136] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau*. Stuttgart: Konrad Wittwer, 1920

- [137] Muhlenbruch, C. W.: The effect of repeated loading on the bond strength of concrete. In: *Proceedings of the American Society for Testing and Materials* 45 (1945), S. 824-845
- [138] Muhlenbruch, C. W.: The effect of repeated loading on the bond strength of concrete – II. *Proceedings of the American Society for Testing and Materials* 48 (1948), S. 977-985
- [139] Müller, F. P.; Keintzel, E.; Charlier, H.: *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1983 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 342)

N

- [140] Nagatomo, K.; Kaku, T.: Bond behaviour of deformed bars under lateral compressive and tensile stress. In: Comité Euro-International du Béton; Riga Technical University (Hrsg.): *Bond in concrete: International conference bond in concrete from research to practice*. Vol. 1, Riga: CEB RTU, 1992, S. 1/69-1/78
- [141] Nagatomo, K.; Kaku, T.: Experimental and analytical study on bond characteristics of reinforcing bars with only a single transverse rib. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* 7 (1985), S. 333-340
- [142] Nagatomo, K.; Kaku, T.; Matsubara, S.: Influence of lateral tensile stress on bond characteristics of deformed bars. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* 12 (1990), S. 485-490
- [143] Navaratnarajah, V. Influence of tensile release in concrete on transfer bond of reinforcement bars. In: Bartos, P. (Hrsg.): *Bond in concrete*. London: Applied Science Publishers, 1982, S. 250-261
- [144] Navaratnarajah, V.; Speare, P.: An experimental study of the effects of lateral pressure. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 2* 81 (1986), Nr. 12, S. 697-715
- [145] Nilson, A. H.: Internal measurement of bond slip. In: *ACI Journal* 69 (1972), Nr. 7, S. 439-441
- [146] Noakowski, P.: *Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton*. Technische Universität München, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 1973 (Aus unseren Forschungsarbeiten III), S. 89-91
- [147] Noakowski, P.: Untersuchung und Überwachung der Profilierungseigenschaften. In: *Materialprüfung* 18 (1976), Nr. 7, S. 230-235
- [148] Noakowski, P.: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 80 (1985), Nr. 7 & 8, S. 187-190, 215-221

O

- [149] Offshore Standard DNV-OS-C502: *Offshore Concrete Structures*. Høvik: Det Norske Veritas (DNV), 2007
- [150] Oh, B. H.; Kim, S. H.: Realistic models for local bond stress-slip of reinforced concrete under repeated loading. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 133 (2007), Nr. 2, S. 216-224

P

- [151] Palmgren, A.: Die Lebensdauer von Kugellagern. In: *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure* 68 (1924), Nr. 2, S. 339-341

- [152] Paschen, H.; Steinert, J.; Hjorth, O.: *Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung*. Stuttgart: Fraunhofer IRB, 1974 (Bauforschung T 457)
- [153] Pecce, M.; Manfredi, G.; Realfonzo, R.; Cosenza, E.: Experimental and analytical evaluation of bond properties of GFRP bars. In: *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* 13 (2001), Nr. 4, S. 282-290
- [154] Perry, E. S.; Jundi, N.: Pullout bond stress distribution under static and dynamic repeated loadings. In: *ACI Journal* 66 (1969), Nr. 5, S. 377-380
- [155] Petković, G.; Lenschow, R.; Stemland, H.; Rosseland, S.: Fatigue of high-strength concrete. In: *High-strength concrete: second international symposium*. Detroit: American Concrete Institute, 1990 (ACI Special Publication 121), S. 505-525
- [156] PN-B-03264: *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone: Obliczenia statyczne i projektowanie*. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny, Ausgaben Januar 1999, Dezember 2002
- [157] Preuß, E.: Versuche über die Haftung zwischen Eisen und Beton. In: *Armierter Beton* 3 (1910), Nr. 9, S. 339-343
- [158] Preuß, E.: Zur Frage der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen. In: *Armierter Beton* 2 (1909), Nr. 9, S. 336-337

R

- [159] Rehm, G.: Der Verbund zwischen Stahl und Beton in Theorie und Experiment. In: Schießl, P.; Heinz, D. (Hrsg.): *Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Peter Schießl*. München: Technische Universität München, 2003 (Schriftenreihe Baustoffe 2/2003), S. 125-146
- [160] Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. In: Knittel, G.; Kupfer, H. (Hrsg.): *Stahlbetonbau - Berichte aus Forschung und Praxis. Festschrift Rüschi*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1969, S. 79-96
- [161] Rehm, G.: Quo Vadis Betonstahl. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 93 (1998), Nr. 10 & 11, S. 286-291, 324-329
- [162] Rehm, G.: Quo Vadis Betonstahl. In: *Betonbau in Forschung und Praxis - Festschrift zum 60. Geburtstag von György Iványi*. Düsseldorf: Bau + Technik, 1999, S. 19-31
- [163] Rehm, G.: *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1961 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 138)
- [164] Rehm, G.: Zur Frage der Prüfung und Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und Beton von Betonrippenstählen. In: Bornemann, P.; Eibl, J.; Kordina, K. (Hrsg.): *Forschungsbeiträge für die Baupraxis: Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet*. Berlin: Ernst & Sohn, 1979, S. 101-114
- [165] Rehm, G.; Eligehausen R.: Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads. In: *ACI Journal* 76 (1979), Nr. 2, S. 297-309
- [166] Rehm, G.; Eligehausen R.: Einfluss einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* 43 (1977), Nr. 6, S. 295-299
- [167] Rehm, G.; Eligehausen R.: *Übergreifungsstöße von Rippenstählen unter schwellender Belastung*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1977 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 291)
- [168] Rehm, G.; Eligehausen R.: Übergreifungsstöße von Rippenstählen unter nicht ruhender Belastung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 72 (1977), Nr. 7, S. 170-174
- [169] Rehm, G.; Eligehausen, R.: Einfluss von Dauerlast und Ermüdungsbeanspruchung auf das Rissverhalten von Stahlbetonbauteilen unter überwiegender Biegebeanspruchung. In: *Fissuration*. Paris: Comité Européen du Béton, 1973 (CEB Bulletin 89), S. 2-17

-
- [170] Rehm, G.; Eligehausen, R.: *Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit kurzer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung*. Universität Stuttgart, Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen, 1975 (Untersuchungsbericht 75/2)
 - [171] Rehm, G.; Eligehausen, R.: *Verbundverhalten von Rippenstäben mit langer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung*. Universität Stuttgart, Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen, 1975 (Untersuchungsbericht 75/17)
 - [172] Rehm, G.; Harre, W.; Beul, W.: *Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen*. Berlin: Ernst & Sohn, 1986 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 374)
 - [173] Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 63 (1968), Nr. 8, S. 175-182
 - [174] Rehm, G.; Martin, H.; Noakowski, P.: *Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton: Ausziehversuche an gefrästen Stählen*. Technische Hochschule München, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 1970 (Nr. 2203)
 - [175] Reuter, M.; Eligehausen, R.: Einfluß der Lasteinleitung durch Befestigungen auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. In: *Bauingenieur* 67 (1992), S. 461-474
 - [176] Richter, M.: *Entwicklung mechanischer Modelle zur analytischen Beschreibung der Materialeigenschaften von textilbewehrtem Feinbeton*. Technische Universität Dresden, Diss., 2005
 - [177] Richter, T.: *Untersuchung zur Verankerung von Betonrippenstahl*. Technische Universität Dresden, Diss., 1984
 - [178] RILEM: Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: 2. Essai par traction / Bond test for reinforcing steel: 2. Pull-Out Test. In: *Matériaux et Constructions* 3 (1970), Nr. 15, S. 175-178
 - [179] RILEM: Long term random dynamic loading of concrete structures. In: *Matériaux et Constructions* 17 (1984), Nr. 97, S. 1-28
 - [180] Robins, P. J.; Standish, I. G.: Effect of lateral pressure on bond of reinforcing bars in concrete. In: Bartos, P. (Hrsg.): *Bond in concrete*. London: Applied Science Publishers, 1982, S. 252-272
 - [181] Robins, P.; Standish, I.: The effect of lateral pressure on the bond of round reinforcing bars in concrete. In: *International Journal of Adhesion and Adhesives* 2 (1982), Nr. 4, S. 129-133
 - [182] Robins, P.; Standish, I.: The influence of lateral pressure upon anchorage bond. In: *Magazine of Concrete Research* 36 (1984), Nr. 129, S. 195-202
 - [183] Roš, M.: *Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise*. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe Zürich, 1950 (Bericht Nr. 162)
 - [184] Rüschi, H.: Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen. In: Stüssi, F.; Lardy, P. (Hrsg.): *Fifth congress (Lisboa-Porto), Preliminary publication*. Lisboa: IABSE, 1956, S. 791-813
 - [185] Rüschi, H.: *Stahlbeton - Spannbeton, Band 1 Werkstoffeigenschaften Bemessungsverfahren*. Düsseldorf: Werner, 1972
 - [186] Rüschi, H.; Rehm, G.: Notes on crack spacing in members subjected to bending. In: RILEM (Hrsg.): *Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete*. Vol. 2. Stockholm: Tekniska Hogskolans Rotaprint tryckeri, 1957, S. 525-534
 - [187] Rußwurm, D.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung*. Wiesbaden: Bauverlag, 1993

S

- [188] Schießl, P.: *Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite*. Berlin: Beuth, 1989 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 400)
- [189] Schießl, P.; Wölfel, E.: Konstruktionsregeln zur Beschränkung der Rißbreite - Grundlage zur Neufassung DIN 1045, Abschnitt 17.6 (Entwurf 1985). In: *Beton- und Stahlbetonbau* 81 (1986), Nr. 1, S. 8-15
- [190] Schläfli M.: *Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton*. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Diss., 1999
- [191] Schmidt-Thrö, G.: *Verbundverhalten von Rippenstählen in Beton unter besonderer Berücksichtigung einer einachsigen Querpressung*. Technische Universität München, Diss., 1987
- [192] Schmidt-Thrö, G.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: *Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton*. Berlin: Beuth, 1988 (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 389), S. 99-174
- [193] Schütz, W.: Zur Geschichte der Schwingfestigkeit. In: *Materialwissenschaft und Werkstofftechnik* 24 (1993), S. 203-232
- [194] Sendekyj, G. P.: Constant life diagrams - a historical review. In: *International Journal of Fatigue* 23 (2001), Nr. 4, S. 347-353
- [195] Shima, H.; Chou, L. L.; Okamura, H.: Bond-slip-strain relationship of deformed bars embedded in massive concrete. In: *Concrete Library of JSCE (Japan Society of Civil Engineers)* 10 (1987), S. 79-94 – Übersetzung aus: *Proceedings of JSCE* 378 (1987), Nr. 6, S. 164-175
- [196] Shima, H.; Chou, L.-L.; Okamura, H.: Micro and macro models for bond in reinforced concrete. In: *Journal of the Faculty of Engineering* (Tokyo) 39 (1987), S. 133-194
- [197] Sigrist, V.: *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*. ETH Zürich, Diss., 1995
- [198] Simons, I. N.: *Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung*. Universität Stuttgart, Diss., 2007
- [199] Simons, I.; Eligehausen, R.: Behaviour and design of post-installed rebars under cyclic loading. In: Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Grosser, P.; Genesio, G. (Hrsg.): *Connections between Steel and concrete*. Vol. 1. Hannover: ibidem, 2007, S. 405-413
- [200] Sippel, T. M.: Modelling of bond behaviour. In: *Serviceability Models*. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1997 (CEB Bulletin 235), S. 96-104
- [201] Sippel, T. M.: *Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung*. Berlin: Beuth, 2003 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 540)
- [202] Sippel, T. M.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung*. Universität Stuttgart, Diss., 1996 (IWB Mitteilungen 1996/3)
- [203] Sippel, T. M.; Eligehausen, R.: Trag - und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung. In: Deutsche Forschungsgemeinschaft (Hrsg.): *Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen*. Stuttgart: Universität Stuttgart, 1997, 18 S.
- [204] Sippel, T. M.; Eligehausen, R.: Trag - und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbedingungen. In: Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG); Eligehausen, R.; Kordina, K.; Schießl, P. (Hrsg.): *Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen: Forschungsbericht*. Weinheim: Wiley-VCH, 2000, S. 133-149
- [205] Soretz, S.: Ermüdungseinfluß im Stahlbeton. In: *Zement und Beton* 31 (1965), S. 1-19
- [206] Soretz, S.: *Verbund zwischen Stahleinlagen und Beton als Prüf- und Verwendungseigenschaft*. Luxembourg: Tor-Isteg Steel Corp., 1974 (Betonstahl in Entwicklung 56) – Sonderdruck aus: *Zement und Beton* 19 (1974), S. 1-11

- [207] Soretz, S.; Hölzenbein, H.: *Einfluss der Rippenabmessungen von Betonbewehrungsstäben auf den Verbund und die Biegefähigkeit*. Luxembourg: Tor-Isteg Steel Corp., 1980 (Betonstahl in Entwicklung 69)
- [208] Soroushian, P.; Choi, K.: Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete. In: *ACI Structural Journal* 86 (1989), Nr. 2, S. 217-222
- [209] Sparowitz, L.: Eine geschlossene Näherungslösung für das Verbundproblem. In: Ofner, R.; Unterweger, H. (Hrsg.): *Festschrift zum sechzigsten Geburtstag von O.Univ.-Prof. Dr.techn. Dipl.-Ing. Richard Greiner*. Graz: Technische Universität Graz, 2001, S. 387-404
- [210] Stüssi, F.: Theory and test results on the fatigue of metals. In: *ASCE Journal of the Structural Division* 85 (1959), Nr. 8, S. 65-90

T

- [211] Tepfers, R.: *A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars*. Chalmers University of Technology Göteborg, Diss., 1973
- [212] Tepfers, R.: Tensile fatigue strength of plain concrete. In: *ACI Journal* 76 (1979), Nr. 8, S. 919-933
- [213] Tepfers, R.; Kutti, T.: Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete. In: *ACI Journal* 76 (1979), Nr. 5, S. 635-652
- [214] TGL 0-1045: *Bauwerke aus Stahlbeton: Projektierung und Ausführung*. Berlin: Staatsverlag der DDR, April 1973
- [215] TGL 33 407/02: *Betonbau: Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit aufgrund experimenteller Erprobung. Fertigteile*. Leipzig: Verlag für Standardisierung, September 1984
- [216] Thun, H.: *Assessment of fatigue resistance and strength in existing concrete structures*. Luleå University of Technology, Diss., 2006
- [217] Tilly, G. P.: Fatigue of steel reinforcement bars in concrete: A review. In: *Fatigue of Engineering Materials and Structures* 2 (1979), S. 251-268
- [218] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: *Teilweise Vorspannung. Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung*. Berlin: Ernst & Sohn, 1980 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 310)
- [219] Tue, N. V.; Kurz, W.; König, G.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton im Gebrauchs- und Bruchzustand. In: *Bautechnik* 74 (1997), Nr. 6, S. 381-393
- [220] Tue, N. V.; Mucha, S.: Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung. In: *Bautechnik* 83 (2006), Nr. 7, S. 497-504

U

- [221] Untrauer, R. E.; Henry, R. L.: Influence of normal pressure on bond strength. In: *Journal of the American Concrete Institute* 62 (1965), Nr. 5, S. 577-586

V

- [222] van Leeuwen, J.; Siemes, A.: Miner's rule with respect to plain concrete. In: *Heron* 24 (1979), S. 1-34

- [223] van Ornum, J. L.: The fatigue of concrete. In: *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 58 (1907), S. 294-320
- [224] Vandewalle, L.: Theoretical prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete. In: Comité Euro-International du Béton; Riga Technical University (Hrsg.): *Bond in concrete: International conference bond in concrete from research to practice*. Vol. 1, Riga: CEB RTU, 1992, S. 1/1-1/8
- [225] Verderame, G. M.; Carlo, G. D.; Ricci, P.; Fabbrocino, G.: Cyclic bond behaviour of plain bars. Part II: Analytical investigation. In: *Construction & Building Materials* 23 (2009), Nr. 12, S. 3512-3522
- [226] Verna, J. R.; Stelson, T. E.: Failure of small reinforced concrete beams under repeated loads. In: *Journal of the American Concrete Institute* 59 (1962), Nr. 10, S. 1489-1504
- [227] Volkwein, A.: *Auswertung von Dauerschwingversuchen an Betonstählen zur Ableitung von Werkstoffkenngrößen für DIN 488*. Technische Universität München, Centrum Baustoffe und Materialprüfung, 2005 (F 38001/04)
- [228] von Emperger, F.: Die statische Bedeutung des Haftwiderstandes im Tragwerk aus Eisenbeton. In: *Beton und Eisen* 39 (1940), N. 7 & 8, S. 91-98, 106-109
- [229] Vos, E.; Reinhardt, H. W.: Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands. In: *Matériaux et Constructions* 15 (1982), Nr. 85, S. 3-10

W

- [230] Waagaard, K.: Design recommendations for offshore concrete structures. In: *IABSE Colloquium (Lausanne): Fatigue of steel and concrete structures. Proceedings*. Zürich: IABSE, 1982 (IABSE reports 37), S. 59-67
- [231] Waagaard, K.: Fatigue strength evaluation of offshore concrete structures. In: *IABSE proceedings* 6 (1982), S. 97-115
- [232] Wascheidt, H.: *Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1968 (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 200)
- [233] Watstein, D.: Distribution of bond stress in concrete pull-out specimens. In: *Journal of the American Concrete Institute* 43 (1947), Nr. 5, S. 1041-1052
- [234] Wernisch, G. R.: Bond studies of different types of reinforcing bars. In: *Journal of the American Concrete Institute* 34 (1937), Nr. 11/12, S. 145-164
- [235] Will, N.: *Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung*. RWTH Aachen, Diss., 1997 (Schriftenreihe des IMB 6)
- [236] Windisch, A.: A modified pull-out test and new evaluation methods for a more real local bond-slip relationship. In: *Matériaux et Constructions* 18 (1985), Nr. 105, S. 181-184
- [237] Windisch, A.; Balázs, G.: A beton és a betonacél együttműködésének jellemzése a fajlagos kapcsolati erő - relatív elmozdulás összefüggéssel. In: *Mélyépítéstudományi szemle* 34 (1984), Nr. 6, S. 265-271

Z

- [238] Zanuy, C.: *Análisis seccional de elementos de hormigón armado sometidos a fatiga, incluyendo secciones entre fisuras*. Universidad Politécnica de Madrid, Diss., 2008

- [239] Zanuy, C.; Albajar, L.; de la Fuente, P.: On the cracking behaviour of the reinforced concrete tension chord under repeated loading. In: *Materials and Structures* 43 (2010), S. 611-632
- [240] Zanuy, C.; Albajar, L.; de la Fuente, P.: Sectional analysis of concrete structures under fatigue loading. In: *ACI Structural Journal* 106 (2009), S. 667-677
- [241] Zhiming, T.; Zhiman, Y.: Bond behavior of deformed bars in high strength concrete. In: Comité Euro-International du Béton; Riga Technical University (Hrsg.): *Bond in concrete: International conference bond in concrete from research to practice*. Vol. 2, Riga: CEB RTU, 1992, S. 4/11-4/18
- [242] Zilch, K.; Methner, R.: Die Neuausgabe der DIN 1045-1: Ermüdungsnachweise. In: Fingerloos, F. (Hrsg.): *Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau - Brennpunkt: Aktuelle Normung*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, 2007 (DBV-Heft 14), S. 67-85
- [243] Zilch, K.; Niedermeier, R.; Haas, A.: *Verbundverhalten und Rissbreitenbeschränkung unter Querkzug*. Stuttgart: Fraunhofer IRB, 2008 (Bauforschung T 3202)
- [244] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Berlin: Springer, 2010
- [245] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Rußwurm, D.: *Zum Ermüdungsverhalten bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Berlin: Beuth, 2003 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 525), S. 162-189
- [246] Zuo, J.; Darwin, D.: Bond slip of high relative rib area bars under cyclic loading. In: *ACI Structural Journal* 97 (2000), Nr. 3/4, S. 331-334

Г

- [247] Гвоздев, А. А.: *Новое в проектировании бетонных железобетонных конструкций*. Москва: Стройиздат, 1978

Bezeichnungen

Formelzeichen

Kleine lateinische Buchstaben

a	Koeffizient, Kantenlänge	k_2	Neigungsexponent für den Quasi-Dauerfestigkeitsbereich
b	Koeffizient, Breite, Exponent	k_c	Parameter
c	Koeffizient, Betondeckung	k_n	Dauerschwing-Kriechbeiwert
c_s	Rippenabstand	k_t	Dauerstand-Kriechbeiwert
d	Koeffizient	k_n	Dauerschwing-Kriechbeiwert
d_{18}	Stabdurchmesser 18 mm	k_{ult}	Verbundspannung bei $s = 1$ mm
d_{br}	Biegerollendurchmesser	l	Länge
d_s	Stabdurchmesser	l_b	Verbundlänge
$eff\rho$	Wirksamer Bewehrungsgrad	l_t	Einleitungslänge
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung	m	Koeffizient, Neigungsexponent
f_c	Betondruckfestigkeit	n	Lastwechselzahl
$f_{cd,fat}$	Bemessungsdruckfestigkeit für Ermüdungsbeanspruchung	n_R	Grenzlasterwechselzahl
f_{ck}	Charakter. Zylinderdruckfestigkeit	p	Querdruck
$f_{ck,fat}$	Charakteristische Druckfestigkeit für Ermüdungsbeanspruchung	s	Schlupf, unbelastete Seite
f_{cm}	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit	\dot{s}	Schlupfgeschwindigkeit
f_{ct}	Zentrische Zugfestigkeit	s_0	Startschlupf, unbelastete Seite
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit	s_c	Betonkonsolenlänge
$f_{ctk;0,05}$	5%-Quantil der Betonzugfestigkeit	s_l	Schlupf, belastete Seite
f_{ctm}	Mittlere Betonzugfestigkeit	s_r	Rissabstand
f_{cube}	Würfeldruckfestigkeit $a = 150$ mm	$s_{r,max}$	Maximaler Rissabstand
f_{cyl}	Zylinderdruckfestigkeit	s_{rm}	Mittlerer Rissabstand
f_R	Bezogene Rippenfläche	s_u	Schlupf, unbelastete Seite
f_{yk}	Charakteristische Stahlstreckgrenze	s_{ult}	Schlupf bei τ_{ult} (statisch)
h	Höhe	t	Zeit
h_s	Rippenhöhe	t_0	Startzeit
i	Laufvariable	u_s	Stabumfang
k	Koeffizient, Neigungsexponent	v_b	Belastungsgeschwindigkeit
k_1	Neigungsexponent für den Zeitfestigkeitsbereich	w	Rissbreite
		x	Position entlang des Stabes
		zul τ_1	Zulässige Verbundspannung

Große lateinische Buchstaben

A_{ct}	Betonquerschnittsfläche unter Zug	F_{\min}	Unterlast
$A_{ct,eff}$	Wirksame Betonzugfläche	F_{ult}	Statische Bruchlast
A_s	Stabquerschnittsfläche	M_{cr}	Rissmoment
C	Konstante	N	Anzahl
E_c	Elastizitätsmodul von Beton	S_{\max}	Bezogene Oberspannung (Druck)
E_s	Elastizitätsmodul von Stahl	S_{\min}	Bezogene Unterspannung (Druck)
F	Ausziehkraft	$S_{t,\max}$	Bezogene Oberspannung (Zug)
F_{cr}	Risskraft	$S_{t,\min}$	Bezogene Unterspannung (Zug)
F_{\max}	Oberlast		

Griechische Buchstaben

α	Winkel, Belastungsgrad, Exponent	$\sigma_{cd,\min}$	Bemessungsbetonunterspannung
α_2	Abminderungsfaktor	σ_{cr}	Stahlspannung im Riss
β_W	Würfeldruckfestigkeit $a = 200$ mm	$\sigma_{ct,\max}$	Betonoberspannung (Zug)
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert Beton	$\sigma_{ct,\min}$	Betonunterspannung (Zug)
γ_w	Streubeiwert	σ_m	Stahlmittelspannung
δ	Verformung	σ_{\max}	Stahloberspannung
Δs	Schlupfdifferenz	σ_{\min}	Stahlunterspannung
$\Delta \sigma$	Stahlspannungsschwingbreite	σ_R	Grenzstahlspannung (Quasi-Dauerfestigkeit)
$\Delta \sigma_R$	Grenzspannungsschwingbreite (Quasi-Dauerfestigkeit)	σ_s	Stahlspannung
$\Delta \tau$	Verbundspannungsschwingbreite	τ	Verbundspannung
$\Delta \tau_R$	Verbunddauerfestigkeit (Quasi-Dauerfestigkeit)	τ_0	Startwert der Verbundspannung
ε_c	Betondehnung	$\tau_{0,1}$	Verbundspannung bei $s = 0,1$ mm
ε_s	Stahldehnung	$\tau_{0,2}$	Verbundspannung bei $s = 0,2$ mm
ρ	Längsbewehrungsgrad	τ_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung
ρ_t	Querbewehrungsgrad	τ_{bk}	Charakteristische Verbundspannung
σ	Stahlspannung	τ_{\max}	Verbundoberspannung
σ_a	Spannungsamplitude	τ_{\min}	Verbundunterspannung
σ_c	Betonspannung	τ_R	Grenzverbundspannung (Quasi-Dauerfestigkeit)
$\sigma_{c,\max}$	Betonoberspannung (Druck)	τ_{ult}	Maximale statische Verbundspannung
$\sigma_{c,\min}$	Betonunterspannung (Druck)		
$\sigma_{cd,\max}$	Bemessungsbetonoberspannung		

Abkürzungen

bez.	Bezogen	KMD	Kraftmessdose
BSt	Betonstahl	max.	Maximal
BT	Biegehaftversuch (beam test)	min.	Minimal
eff.	Wirksam	NSC	Normalfester Beton
fat.	Ermüdung	PK	Probekörper
GZE	Grenzzustand der Ermüdung	POT	Ausziehversuch (pull-out test)
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	psi	Pfund pro Quadratinch (100 psi = 0,689 MPa)
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit	S	Schwingspiel
HPC	Hochfester Beton	St	Stahl
in.	Inch (100 in. = 2,54 m)	UHPC	Ultrahochfester Beton
IWA	Induktiver Wegaufnehmer	ult.	Ultimativ
kips	Kilopound (1 kip = 4,448 kN)	zul.	Zulässig

Anhang

A1 Kennwerte der verwendeten Materialien

Tabelle 4.1: Betoneigenschaften und zugehöriger Stahl, Beton A

Serien	Stahl	Druck- festigkeit	Druck- festigkeit	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [MPa]				Elastizi- tätsmodul
		f_{cube} [MPa]	f_{cyl} [MPa]	PK1	PK2	PK3	PK4	E_c [MPa]
A10a	St 1	41,8	37,3	2,7	2,9	2,8	2,7	31 800
A10b	St 2	45,9	39,7	3,1	3,1	2,8	3,0	32 300
A11	St 2	42,0	38,0	2,8	2,6	2,8	2,9	29 500
A12	St 2	47,6	41,4	3,1	3,2	3,1	3,1	31 200
A13	St 2	52,1	48,7	3,4	3,3	3,4	3,3	36 900
A20a	St 1	47,3	45,0	2,9	3,0	2,9	-	30 900
A20b	St 2	43,7	39,9	2,8	2,8	2,9	2,9	32 300
A21a	St 1	53,5	45,7	3,3	3,2	3,1	3,4	33 800
A21b	St 2	44,6	40,3	3,0	-	-	-	30 300
A22a	St 1	46,0	38,1	2,8	3,0	3,3	3,0	31 400
A22b	St 2	49,4	44,8	3,4	-	3,4	2,9	33 200
A23	St 2	47,1	44,8	2,9	3,1	3,3	3,1	32 400
A30	St 1	45,4	37,2	3,5	3,2	3,3	3,1	30 700
A31	St 2	46,5	39,4	2,7	2,9	2,9	2,7	33 000
A32a	St 1	46,9	41,4	3,0	3,1	3,0	3,0	32 500
A32b	St 2	45,3	42,2	3,3	3,3	3,4	3,0	30 900
A33	St 2	47,5	40,6	3,2	3,1	3,0	-	33 500
A40a	St 1	44,2	34,2	2,7	2,8	2,8	2,8	29 200
A40b	St 2	40,1	33,7	2,6	2,9	2,7	2,7	28 100
A41a	St 1	49,4	42,0	3,1	3,1	3,0	-	32 600
A41b	St 2	45,6	41,6	3,1	2,7	3,0	3,0	34 500
A42a	St 1	47,4	38,1	3,1	2,9	3,0	2,9	30 000
A42b	St 2	40,2	37,3	2,9	-	-	-	34 200
A43a	St 2	44,6	33,7	2,8	2,4	2,5	2,6	27 500
A43b	St 2	49,6	41,9	3,0	3,1	3,2	3,0	31 200
A5a	St 1	52,4	42,7	3,1	3,3	3,3	3,5	33 400
A5b	St 2	42,1	38,6	3,0	3,0	2,7	2,6	30 200
Mittelwert		46,3	40,3	3,0				31 800

Tabelle 4.2: Betoneigenschaften und zugehöriger Stahl, Beton B

Serien	Stahl	Druck- festigkeit f_{cube} [MPa]	Druck- festigkeit f_{cyl} [MPa]	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [MPa]				Elastizi- tätsmodul E_c [MPa]
				PK1	PK2	PK3	PK4	
B30	St 2	58,2	50,8	3,5	3,5	3,5	3,6	38 600
B31	St 2	58,2	45,5	3,2	2,8	3,3	3,4	34 300
B32	St 2	50,1	43,1	3,4	3,5	3,5	3,4	35 400
B33	St 2	51,6	44,3	3,2	-	3,3	-	36 900
B5	St 2	56,9	47,2	3,6	3,5	3,7	3,7	35 700
Mittelwert		55,0	46,2	3,4				36 180

Tabelle 4.3: Betoneigenschaften und zugehöriger Stahl, Beton C

Serien	Stahl	Druck- festigkeit f_{cube} [MPa]	Druck- festigkeit f_{cyl} [MPa]	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [MPa]				Elastizi- tätsmodul E_c [MPa]
				PK1	PK2	PK3	PK4	
C10	St 2	72,5	46,3	5,3	4,5	4,6	5,7	30 300
C11	St 2	68,4	57,3	4,4	4,4	4,7	4,1	32 900
C12	St 2	75,4	48,5	3,4	3,9	4,4	4,1	29 200
C13	St 2	78,9	63,4	4,9	5,3	4,8	4,8	36 200
C20	St 3	80,9	56,2	4,4	4,3	4,4	4,4	34 300
C21	St 3	81,7	62,4	4,8	4,6	4,7	4,5	36 900
C22	St 3	76,0	56,9	4,3	4,0	4,3	4,3	35 200
C23	St 3	74,9	57,4	4,2	4,0	4,1	4,3	35 300
C30	St 2	79,0	67,5	4,3	3,9	4,0	4,3	35 700
C31	St 2	73,8	58,6	4,5	4,0	4,6	4,1	33 000
C32	St 2	75,4	48,5	3,4	3,9	4,4	4,4	29 200
C33	St 2	75,2	50,9	4,7	4,7	4,7	5,0	32 100
C40	St 2	73,2	66,2	4,3	4,5	4,5	4,1	36 400
C41	St 2	73,5	59,8	4,8	5,0	5,1	4,5	-
C42	St 2	77,9	66,2	4,3	4,6	4,5	4,3	38 400
C43	St 2	74,0	64,8	4,4	4,4	4,4	4,7	33 500
C5a	St 2	79,3	71,8	4,7	5,1	5,2	5,1	36 300
C5b	St 3	73,3	54,0	4,1	4,2	4,1	4,2	31 600
Mittelwert		75,7	58,7	4,5				33 900

A2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Allgemeines

Tabelle A.4: Versuchsergebnisse, Beton B

Rissbreite w [mm]	Verbundspannung [MPa]				Schlupf [mm]		Versagen	PK-Nr.
	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1;m}$	τ_{ult}	$\tau_{ult,m}$	s_{ult}	$s_{ult,m}$		
0,0	14,0	14,4	16,0	16,3	0,48	0,45	Spaltung	B30-4
	14,7		16,6		0,42		Spaltung	B5-1
0,1	8,2	9,1	14,4	14,9	0,70	0,72	Spaltung	B31-4
	9,9		15,5		0,75		Spaltung	B5-2
0,2	5,6	5,6	13,6	14,0	0,96	0,95	Auszug	B32-4
	5,5		14,4		0,93		Auszug	B5-3
0,3	2,2	3,2	13,0	12,8	0,51	0,46	Auszug	B33-4
	4,3		12,6		0,41		Auszug	B5-4

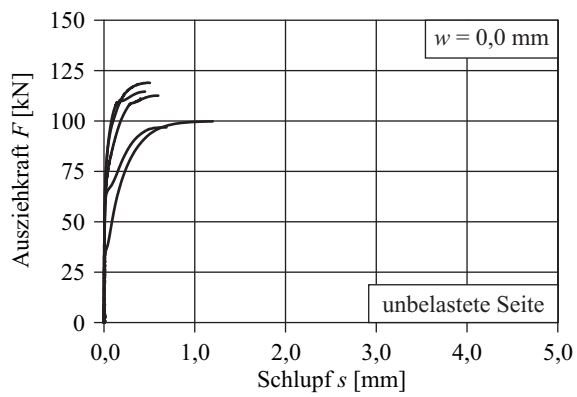
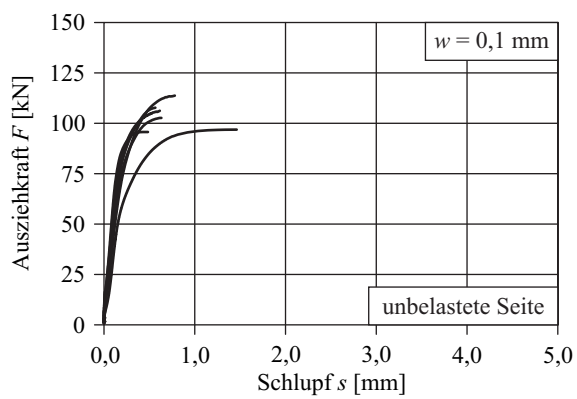
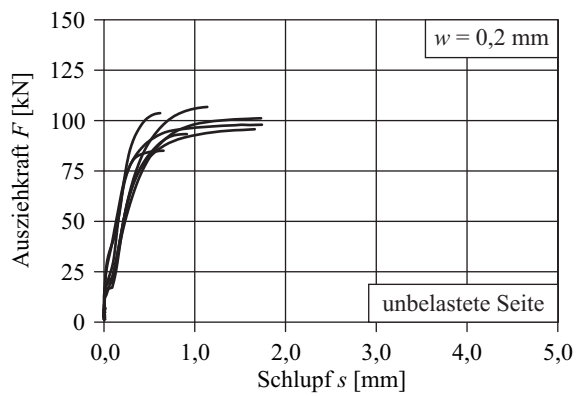
Tabelle A.5: Versuchsergebnisse, Beton A

Rissbreite w [mm]	Verbundspannung [MPa]				Schlupf [mm]		Versagen	PK-Nr.
	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1;m}$	τ_{ult}	$\tau_{ult,m}$	s_{ult}	$s_{ult,m}$		
0,0	6,6	10,4	12,4	13,8	-	0,41	Spaltung	A10a-4 ¹⁾
	11,5		14,8		0,43		Spaltung	A10b-4
	10,5		14,6		0,38		Spaltung	A20b-4
	8,7		12,0		-		Spaltung	A30-4 ¹⁾
	12,9		14,2		-		Spaltung	A40a-4 ¹⁾
	9,9		13,8		0,42		Spaltung	A40b-4
	12,4		14,8		-		Spaltung	A5a-2 ¹⁾
	10,9		14,0		-		Spaltung	A5a-3 ¹⁾
0,1	6,5	6,2	13,4	13,0	-	0,57	Spaltung	A11-4
	7,0		13,2		-		Spaltung	A21a-4 ¹⁾
	6,3		13,0		0,64		Auszug	A21b-4
	5,5		12,5		0,61		Spaltung	A31-4
	4,0		12,0		-		Auszug	A41a-4 ¹⁾
	7,7		14,0		0,47		Spaltung	A41b-4
	5,2		14,1		-		Spaltung	A5a-4 ¹⁾
	5,9		12,8		-		Spaltung	A5b-3
	7,4		11,9		-		Spaltung	A5b-4
0,2	5,0	3,9	12,9	12,0	-	0,62	Spaltung	A12-4
	2,3		11,9		-		Auszug	A22a-4 ¹⁾
	4,3		12,3		0,66		Auszug	A22b-4
	2,9		12,6		-		Auszug	A32a-4 ¹⁾
	6,6		12,0		0,60		Auszug	A32b-4
	2,6		13,3		-		Auszug	A42a-4 ¹⁾
	3,3		11,2		0,62		Auszug	A42b-4
	3,7		12,2		-		Auszug	A5a-1 ¹⁾
	3,0		11,6		-		Spaltung	A5b-1
	5,2		10,6		-		Spaltung	A5b-2
0,3	3,6	4,8	12,3	11,8	0,86	0,82	Auszug	A13-4
	5,9		11,6		0,52		Auszug	A23-4
	4,8		10,8		0,86		Auszug	A33-4
	5,7		11,8		1,21		Auszug	A43a-4
	3,9		12,6		0,67		Auszug	A43b-4

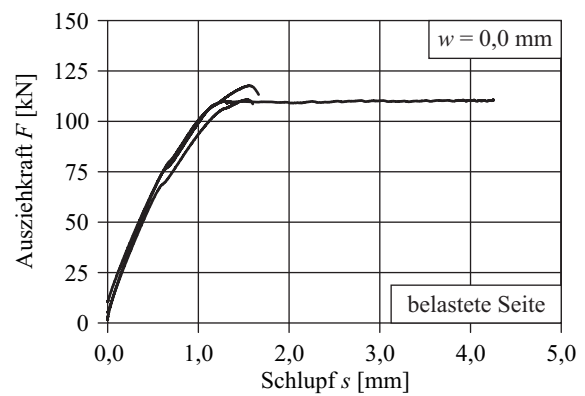
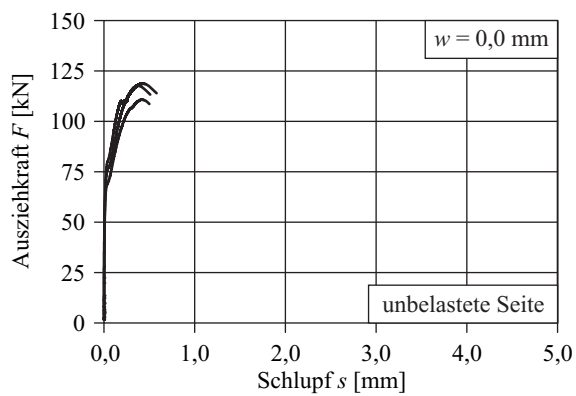
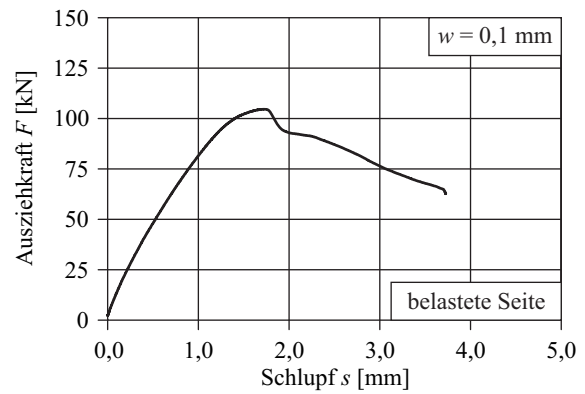
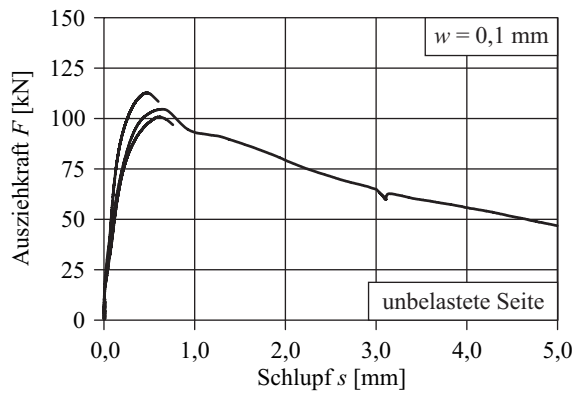
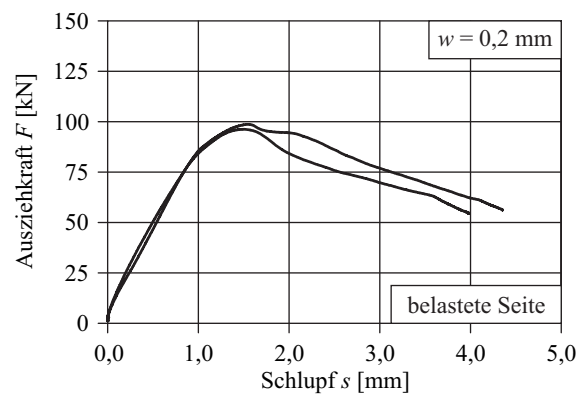
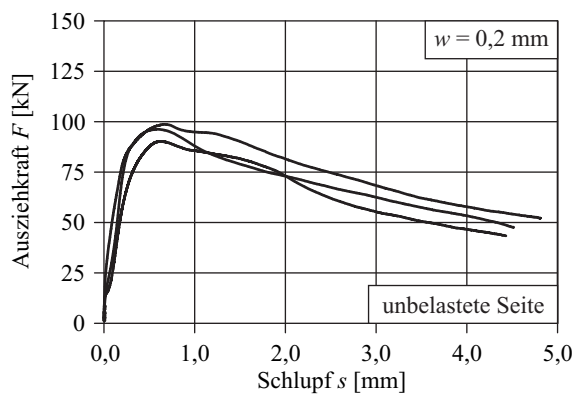
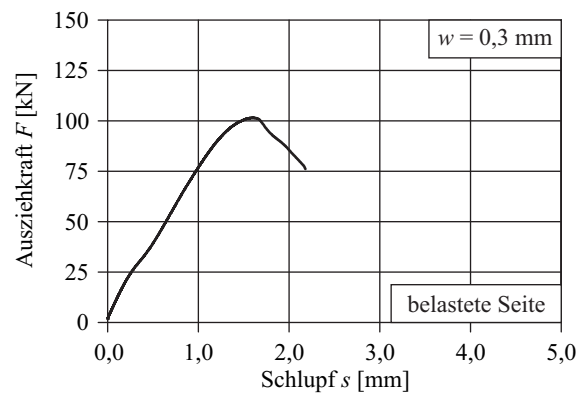
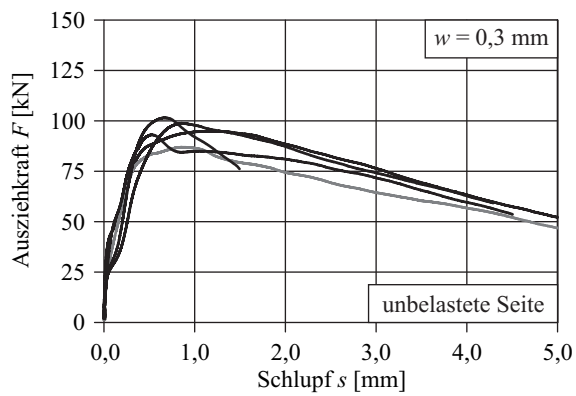
¹⁾ Stahl mit $f_R = 0,068$

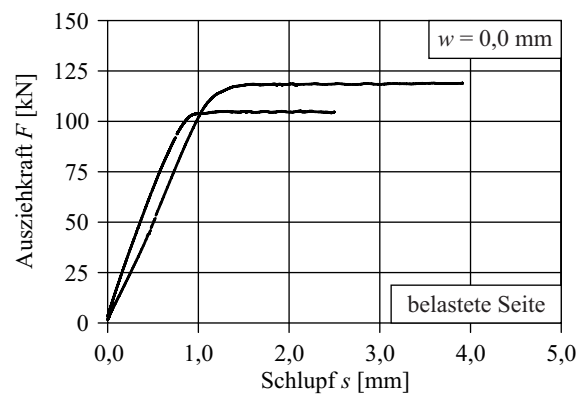
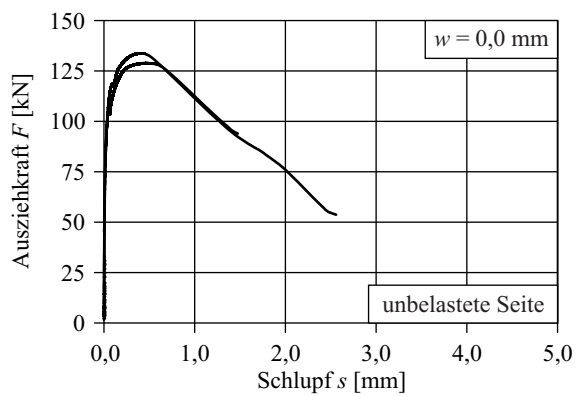
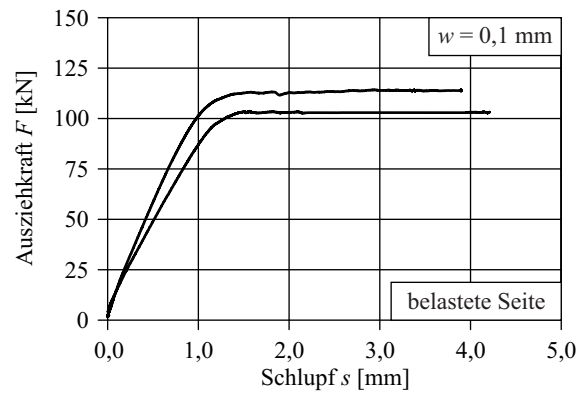
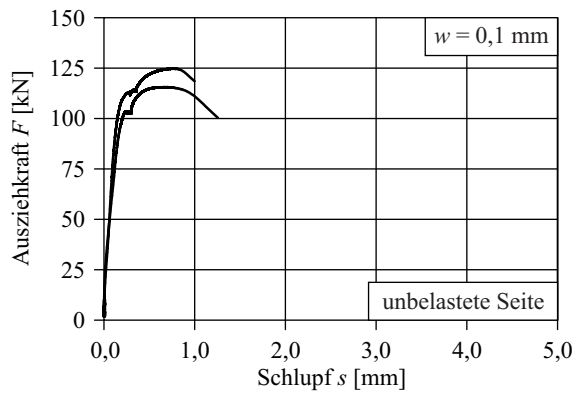
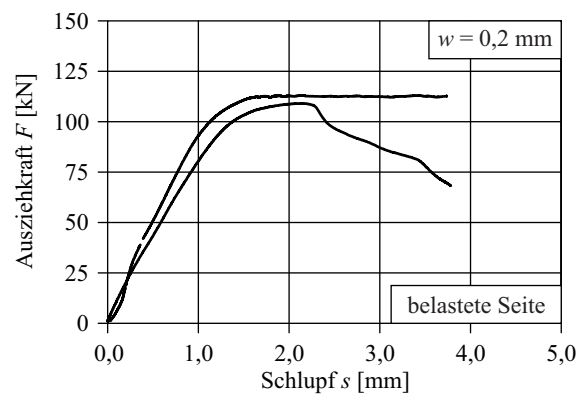
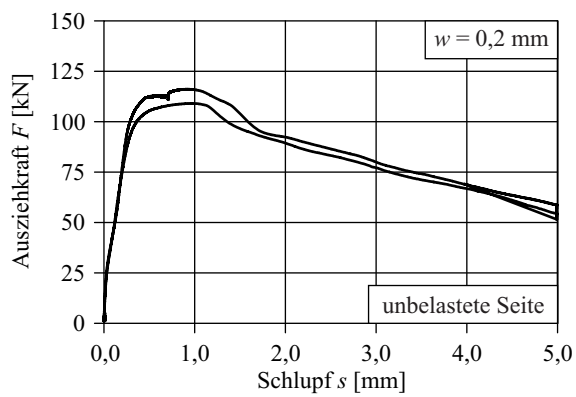
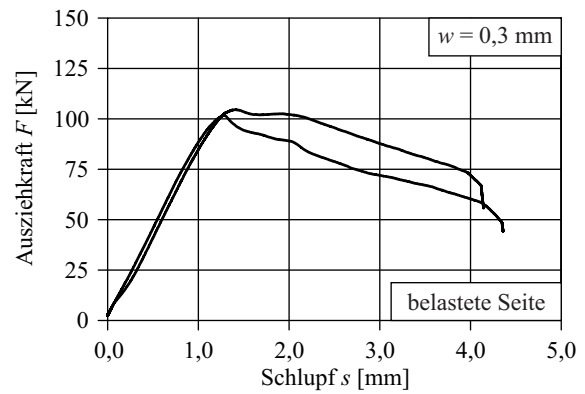
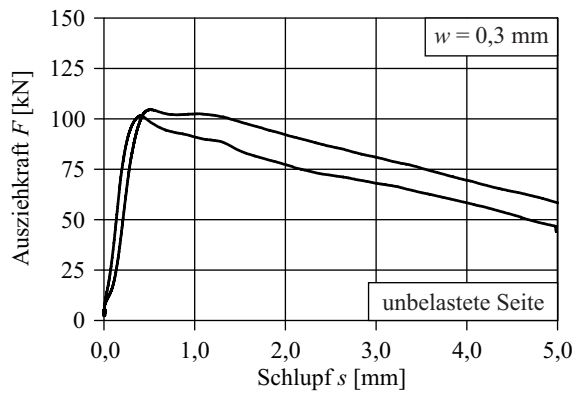
Tabelle A.6: Versuchsergebnisse, Beton C

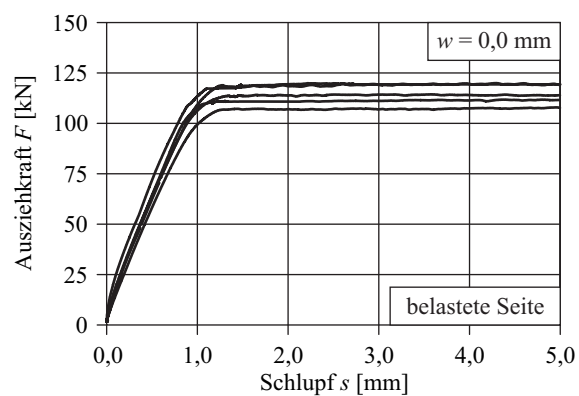
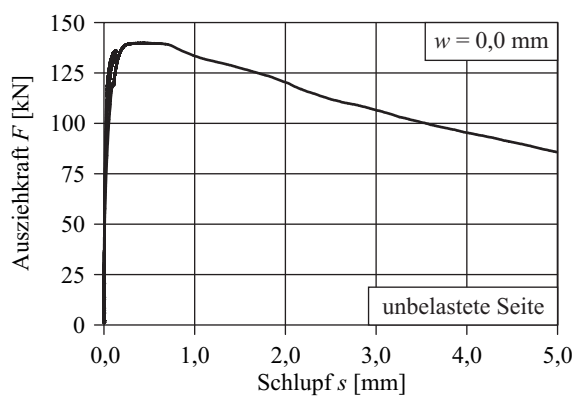
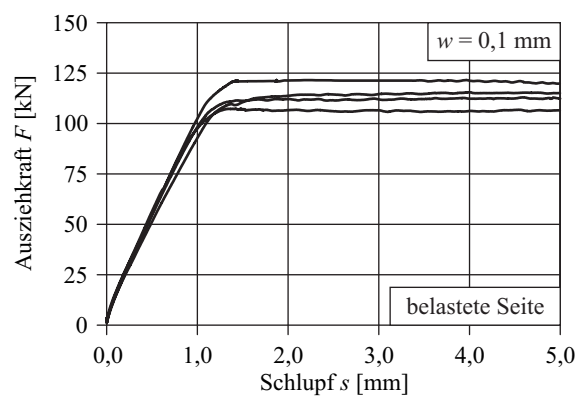
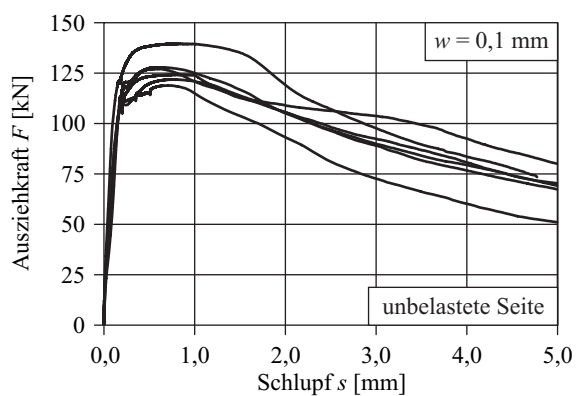
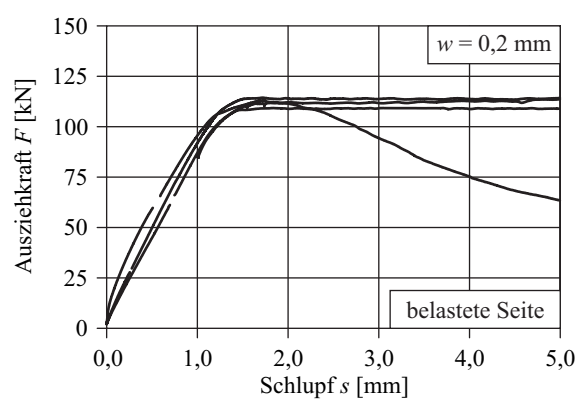
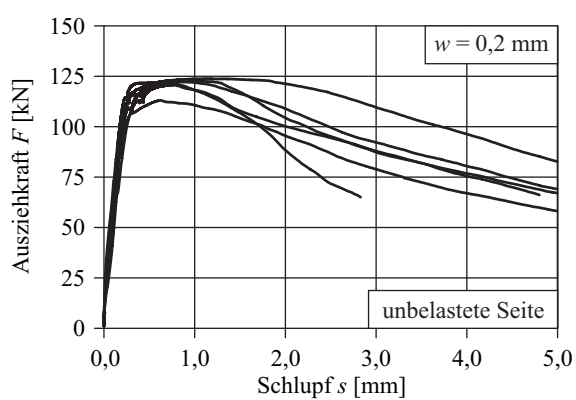
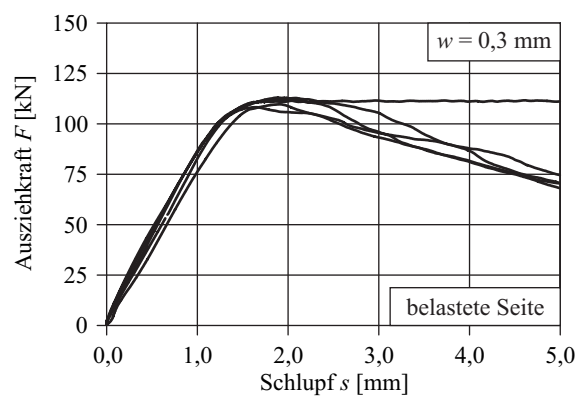
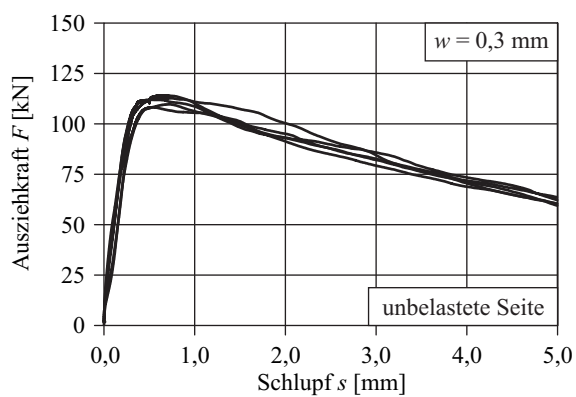
Rissbreite w [mm]	Verbundspannung [MPa]				Schlupf [mm]		Versagen	PK-Nr.
	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1;m}$	τ_{ult}	$\tau_{ult,m}$	s_{ult}	$s_{ult,m}$		
0,0	14,9	16,2	17,4	16,7	0,41	0,41	Auszug	C10-4
	16,7		16,9		-		Stahlbruch	C20-4
	16,5		16,6		-		Stahlbruch	C30-4
	16,2		16,2		-		Stahlbruch	C40-4
	16,4		16,6		-		Stahlbruch	C5a-1
	16,2		16,4		-		Stahlbruch	C5b-1
0,1	9,0	9,8	15,1	15,7	0,75	0,72	Auszug	C11-4
	12,7		17,4		0,83		Auszug	C21-4
	9,9		15,4		0,76		Auszug	C31-4
	9,8		14,8		0,73		Auszug	C41-4
	7,6		15,9		0,68		Auszug	C5a-2
	9,9		15,8		0,56		Auszug	C5b-2
0,2	5,5	7,1	15,0	15,0	0,76	0,78	Auszug	C12-4
	-		15,4		-		Auszug	C32-4
	7,3		15,2		1,07		Auszug	C42-4
	6,0		15,2		0,85		Auszug	C5a-3
	8,6		15,2		0,59		Auszug	C5b-3
	7,9		14,1		0,63		Auszug	C5b-4
0,3	5,8	5,1	14,2	13,9	0,69	0,61	Auszug	C13-4
	4,0		13,5		0,55		Auszug	C23-4
	6,6		14,1		0,58		Auszug	C33-4
	5,6		13,9		0,52		Auszug	C43-4
	3,7		13,6		0,72		Auszug	C5a-4

Beton A – kraftgesteuert

Belastungsgeschwindigkeit: 4 kN/s

Beton A

Beton B

Beton C

A3 Schlupf-Lastwechsel Beziehungen

Allgemeines

Tabelle A.7: Versuchsergebnisse, Beton A

Spiel	Riss w	Schlupf s [mm] bei $n =$							Lastw. n^*	Vers.- Art	PK-Nr.
		1	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6			
S1	0,0	0,004	0,004	0,008	0,010	0,013	0,018	0,024	10^6	-	A10a-2 ¹⁾
		0,003	0,004	0,008	0,012	0,017	0,025	0,036	10^6	-	A10a-3 ¹⁾
		0,004	0,004	0,006	0,004	0,007	0,013	0,015	10^6	-	A10b-1
		0,003	0,004	0,005	0,007	0,009	0,013	0,017	10^6	-	A10b-2
		0,002	0,002	0,003	0,005	0,007	0,010	0,016	10^6	-	A10b-3
	0,1	0,050	0,052	0,065	0,074	0,082	0,092	0,104	10^6	-	A11-1
		0,056	0,058	0,079	0,094	0,107	0,122	0,136	10^6	-	A11-2
		0,046	0,048	0,068	0,081	0,095	0,110	0,115	$9,43 \cdot 10^5$	-	A11-3
	0,2	0,062	0,066	0,112	0,134	0,152	0,172	0,196	10^6	-	A12-1
		0,075	0,079	0,115	0,134	0,148	0,168	0,191	10^6	-	A12-2
		0,073	0,076	0,107	0,141	0,158	0,190	0,210	10^6	-	A12-3
	0,3	0,125	0,132	0,179	0,198	0,211	0,249	0,265	10^6	-	A13-1
		0,124	0,133	0,187	0,206	0,224	0,241	0,258	10^6	-	A13-2
		0,044	0,050	0,121	0,144	0,161	0,179	0,201	10^6	-	A13-3

¹⁾ Stahl mit $f_R = 0,068$

Tabelle A.8: Versuchsergebnisse, Beton A

Spiel	Riss w	Schlupf s [mm] bei $n =$							Lastw. n^*	Vers.- Art	PK-Nr.
		1	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6			
S2	0,0	0,006	0,007	0,030	0,058	0,083	0,121	0,168 ²⁾	$9,42 \cdot 10^5$	S	A20a-1 ¹⁾
		0,013	0,013	0,019	0,030	0,049	0,070	0,101	10^6	-	A20a-3 ¹⁾
		0,005	0,005	0,021	0,042	0,065	0,091	0,119 ²⁾	$9,61 \cdot 10^5$	S	A20b-1
		0,005	0,005	0,015	0,027	0,040	0,054	0,079	10^6	-	A20b-2
		0,006	0,006	0,021	0,038	0,059	0,106	0,127 ²⁾	$8,85 \cdot 10^5$	S	A20b-3
	0,1	0,063	0,067	0,117	0,157	0,195	0,248	0,306 ²⁾	$6,30 \cdot 10^5$	S	A21a-1 ¹⁾
		0,071	0,077	0,143	0,185	0,228	0,289	0,390	10^6	-	A21a-2 ¹⁾
		0,051	0,055	0,126	0,168	0,220	0,282	0,378 ²⁾	$7,88 \cdot 10^5$	S	A21a-3 ¹⁾
		0,094	0,100	0,181	0,272	0,328	0,389	0,468 ²⁾	$5,63 \cdot 10^5$	S	A21b-1
		0,051	0,057	0,103	0,126	0,143	0,166	0,195 ²⁾	$7,11 \cdot 10^5$	S	A21b-2
		0,060	0,066	0,139	0,175	0,208	0,246	0,318	10^6	-	A21b-3
	0,2	0,157	0,166	0,340	0,508	0,659	0,883	1,365	10^6	-	A22a-1 ¹⁾
		0,150	0,154	0,242	0,335	0,443	0,605	1,163	10^6	-	A22a-2 ¹⁾
		0,161	0,167	0,277	0,362	0,446	0,586	0,932	10^6	-	A22a-3 ¹⁾
		0,112	0,117	0,176	0,219	0,264	0,316	0,381 ²⁾	$9,41 \cdot 10^5$	S	A22b-1
		0,089	0,093	0,162	0,209	0,249	0,290	0,334 ²⁾	$7,01 \cdot 10^5$	S	A22b-2
		0,119	0,124	0,172	0,210	0,256	0,309	0,382	10^6	-	A22b-3
	0,3	0,165	0,169	0,227	0,265	0,297	0,339	0,407	10^6	-	A23-1
		0,167	0,179	0,295	0,369	0,440	0,569	0,766 ²⁾	$5,86 \cdot 10^5$	S	A23-2
		0,170	0,180	0,267	0,352	0,461	0,614	0,863 ²⁾	$5,28 \cdot 10^5$	S	A23-3

¹⁾ Stahl mit $f_R = 0,068$ ²⁾ berechnet

Tabelle A.9: Versuchsergebnisse, Beton A

Spiel	Riss w	Schlupf s [mm] bei $n =$							Lastw. n^*	Vers.- Art	PK-Nr.
		1	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6			
S3	0,0	0,006	0,006	0,008	0,011	0,016	0,021	0,033	10^6	-	A30-1 ¹⁾
		0,009	0,009	0,019	0,046	0,068	0,097	0,124	10^6	-	A30-2 ¹⁾
		0,013	0,014	0,018	0,030	0,042	0,058	0,078	10^6	-	A30-3 ¹⁾
	0,1	0,109	0,112	0,149	0,183	0,215	0,255	0,286	10^6	-	A31-1
		0,104	0,107	0,141	0,173	0,204	0,239	0,317	10^6	-	A31-2
		0,103	0,104	0,129	0,150	0,172	0,201	0,236	10^6	-	A31-3
	0,2	0,192	0,197	0,255	0,329	0,430	0,491	0,549	10^6	-	A32a-1 ¹⁾
		0,206	0,211	0,283	0,362	0,429	0,509	0,602 ²⁾	$7,93 \cdot 10^5$	-	A32a-2 ¹⁾
		0,150	0,152	0,185	0,221	0,261	0,306	0,354	10^6	-	A32a-3 ¹⁾
		0,130	0,132	0,152	0,172	0,189	0,208	0,235	10^6	-	A32b-1
		0,155	0,158	0,192	0,218	0,242	0,270	0,310	10^6	-	A32b-2
		0,117	0,122	0,171	0,202	0,232	0,263	0,300	10^6	-	A32b-3
	0,3	0,205	0,208	0,239	0,266	0,287	0,324	0,370	10^6	-	A33-1
		0,198	0,202	0,249	0,289	0,320	0,360	0,404	10^6	-	A33-2
		0,216	0,220	0,258	0,295	0,328	0,370	0,416	10^6	-	A33-3

¹⁾ Stahl mit $f_R = 0,068$ ²⁾ berechnet

Tabelle A.10: Versuchsergebnisse, Beton A

Spiel	Riss w	Schlupf s [mm] bei $n =$							Lastw. n^*	Vers.- Art	PK-Nr.
		1	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6			
S4	0,0	0,012	0,014	0,045	0,092	0,153	0,233	0,329 ²⁾	$3,83 \cdot 10^5$	S	A40a-1 ¹⁾
		0,014	0,015	0,073	0,155	0,228	0,323	0,461 ²⁾	$3,96 \cdot 10^5$	S	A40a-2 ¹⁾
		0,027	0,028	0,077	0,144	0,191	0,260	0,340	10^6	-	A40a-3 ¹⁾
		0,013	0,015	0,057	0,110	0,154	0,206	0,261 ²⁾	$7,26 \cdot 10^5$	S	A40b-1
		0,022	0,025	0,116	0,167	0,208	0,260	0,318 ²⁾	$8,22 \cdot 10^5$	S	A40b-2
		0,027	0,032	0,117	0,161	0,197	0,246	0,320 ²⁾	$8,13 \cdot 10^5$	S	A40b-3
	0,1	0,063	0,066	0,146	0,220	0,335	0,741	-	$1,91 \cdot 10^5$	A	A41a-1 ¹⁾
		0,136	0,149	0,393	0,683	1,501	-	-	$0,11 \cdot 10^5$	A	A41a-2 ¹⁾
		0,150	0,156	0,307	0,448	0,609	0,872	1,026 ²⁾	$2,67 \cdot 10^5$	S	A41a-3 ¹⁾
		0,097	0,101	0,182	0,254	0,321	0,402	0,527 ²⁾	$2,65 \cdot 10^5$	S	A41b-1
		0,136	0,138	0,178	0,245	0,299	0,397	0,508 ²⁾	$7,86 \cdot 10^5$	S	A41b-2
		0,125	0,126	0,162	0,218	0,264	0,314	0,380 ²⁾	$7,93 \cdot 10^5$	S	A41b-3
	0,2	0,237	0,251	0,516	0,840	-	-	-	$0,05 \cdot 10^5$	A	A42a-1 ¹⁾
		0,301	0,314	0,586	0,824	1,141	-	-	$0,69 \cdot 10^5$	A	A42a-2 ¹⁾
		0,309	0,328	0,715	1,198	-	-	-	$0,04 \cdot 10^5$	A	A42a-3 ¹⁾
		0,167	0,175	0,296	0,431	0,657	-	-	$0,50 \cdot 10^5$	A	A42b-1
		0,228	0,235	0,395	0,598	0,845	-	-	$0,16 \cdot 10^5$	A	A42b-2
		0,209	0,217	0,377	0,547	0,735	1,069	-	$1,72 \cdot 10^5$	A	A42b-3
	0,3	0,244	0,251	0,424	-	-	-	-	$0,01 \cdot 10^5$	A	A43a-1
		0,222	0,230	0,334	0,456	0,595	0,734	0,911 ²⁾	$7,90 \cdot 10^5$	S	A43a-2
		0,270	0,276	0,401	0,608	0,845	1,181	-	$2,42 \cdot 10^5$	A	A43a-3
		0,247	0,254	0,501	-	-	-	-	$0,01 \cdot 10^5$	A	A43b-1
		0,268	0,274	0,365	0,482	0,637	0,889	1,240 ²⁾	$4,84 \cdot 10^5$	S	A43b-2
		0,237	0,244	0,359	0,540	0,799	1,409	-	$1,39 \cdot 10^5$	A	A43b-3

¹⁾ Stahl mit $f_R = 0,068$ ²⁾ berechnet

Tabelle A.11: Versuchsergebnisse, Beton B

Spiel	Riss w	Schlupf s [mm] bei $n =$							Lastw. n^*	Vers.- Art	PK-Nr.
		1	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6			
S3	0,0	0,005	0,005	0,006	0,008	0,010	0,017	0,028	10^6	-	B30-1
		0,006	0,006	0,008	0,009	0,010	0,015	0,022	10^6	-	B30-2
		0,005	0,005	0,006	0,007	0,009	0,013	0,015	10^6	-	B30-3
	0,1	0,048	0,050	0,078	0,095	0,109	0,124	0,140	10^6	-	B31-1
		0,066	0,067	0,082	0,097	0,112	0,125	0,141	10^6	-	B31-2
		0,031	0,032	0,045	0,057	0,071	0,089	0,107	10^6	-	B31-3
	0,2	0,131	0,133	0,156	0,178	0,202	0,226	0,254	10^6	-	B32-1
		0,097	0,099	0,118	0,135	0,149	0,169	0,191	10^6	-	B32-2
		0,109	0,111	0,134	0,157	0,174	0,193	0,216	10^6	-	B32-3
	0,3	0,171	0,174	0,201	0,223	0,240	0,263	0,292	10^6	-	B33-1
		0,180	0,183	0,209	0,227	0,245	0,270	0,299	10^6	-	B33-2
		0,123	0,125	0,144	0,158	0,172	0,191	0,218	10^6	-	B33-3

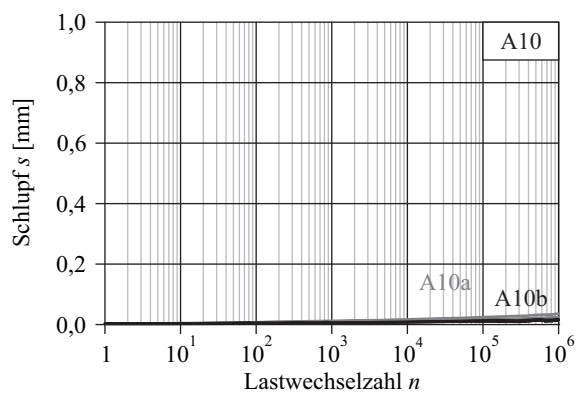
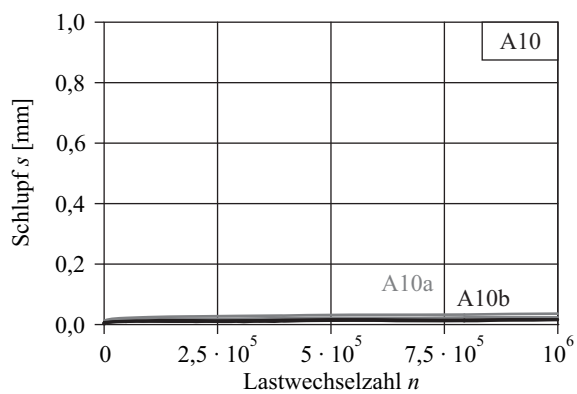
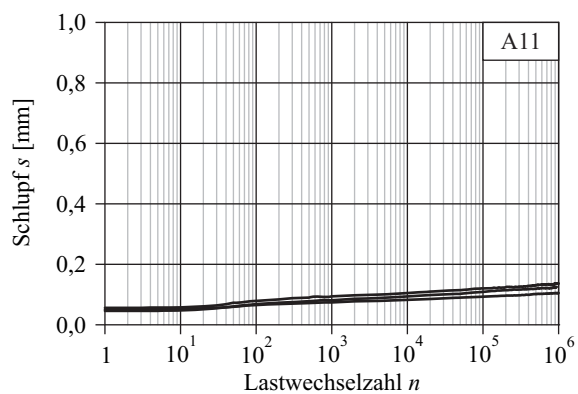
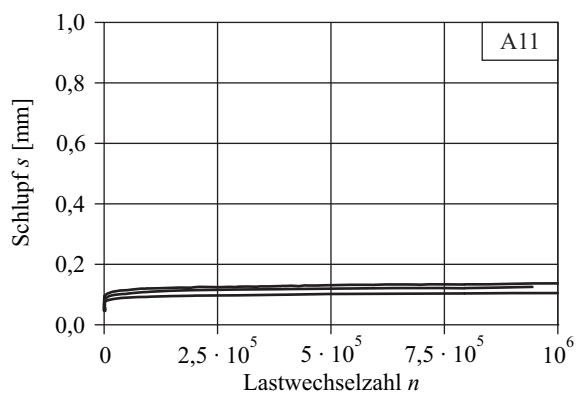
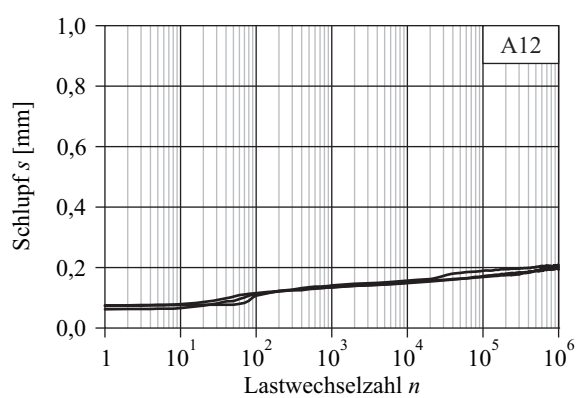
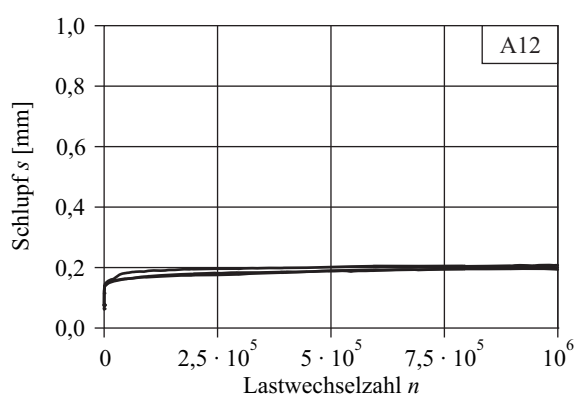
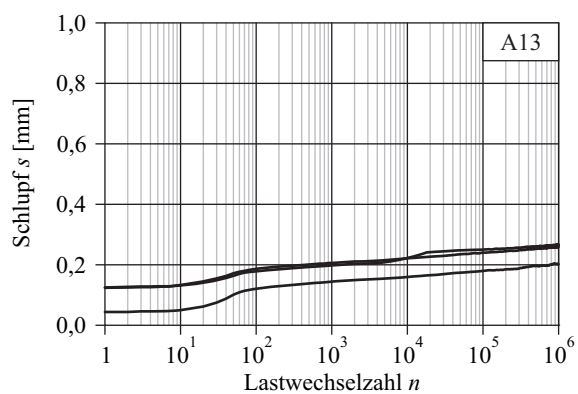
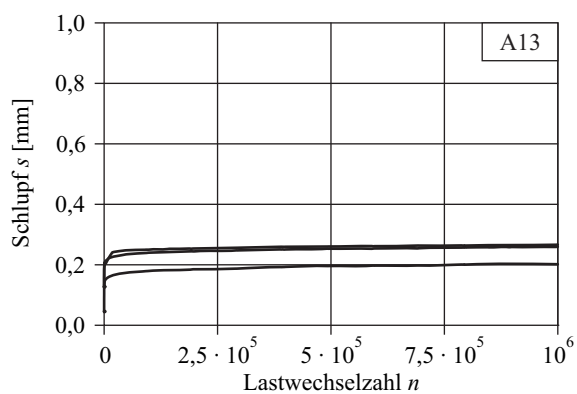
Tabelle A.12: Versuchsergebnisse, Beton C

Spiel	Riss <i>w</i>	Schlupf <i>s</i> [mm] bei <i>n</i> =							Lastw. <i>n</i> *	Vers.- Art	PK-Nr.	
		1	10	10 ²	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶				
S1	0,0	0,004	0,004	0,007	0,008	0,009	0,011	0,011	10 ⁶	-	C10-1	
		0,004	0,004	0,007	0,008	0,007	0,009	0,010	10 ⁶	-	C10-2	
		0,007	0,007	0,009	0,011	0,015	0,019	0,022	10 ⁶	-	C10-3	
	0,1	0,026	0,030	0,056	0,065	0,074	0,078	0,091	10 ⁶	-	C11-1	
		0,024	0,026	0,044	0,052	0,062	0,073	0,080	10 ⁶	-	C11-2	
		0,031	0,033	0,052	0,060	0,065	0,072	0,081	10 ⁶	-	C11-3	
	0,2	0,066	0,070	0,096	0,106	0,113	0,123	0,137	10 ⁶	-	C12-1	
		0,027	0,032	0,075	0,089	0,103	0,123	0,142	10 ⁶	-	C12-2	
		0,075	0,078	0,096	0,102	0,110	0,117	0,128	10 ⁶	-	C12-3	
	0,3	0,037	0,043	0,094	0,111	0,126	0,145	0,163	10 ⁶	-	C13-1	
		0,056	0,061	0,100	0,114	0,123	0,139	0,160	10 ⁶	-	C13-2	
		0,035	0,038	0,080	0,101	0,111	0,137	0,154	10 ⁶	-	C13-3	
	S2	0,0	0,004	0,004	0,009	0,014	0,018	0,025	0,023 ¹⁾	3,86·10 ⁵	S	C20-1
			0,005	0,005	0,009	0,013	0,015	0,026	0,031 ¹⁾	7,52·10 ⁵	S	C20-2
			0,004	0,004	0,008	0,009	0,011	0,016	0,015 ¹⁾	3,71·10 ⁵	S	C20-3
0,1		0,028	0,032	0,070	0,091	0,102	0,124	0,138 ¹⁾	4,92·10 ⁵	S	C21-1	
		0,029	0,034	0,064	0,080	0,101	0,116	0,144 ¹⁾	9,18·10 ⁵	S	C21-2	
		0,047	0,051	0,075	0,086	0,098	0,118	0,137 ¹⁾	8,50·10 ⁵	S	C21-3	
0,2		0,044	0,051	0,090	0,105	0,120	0,135	0,157	10 ⁶	-	C22-1	
		0,030	0,036	0,082	0,104	0,125	0,136	0,152 ¹⁾	6,51·10 ⁵	S	C22-2	
		0,050	0,054	0,084	0,097	0,108	0,122	0,146 ¹⁾	8,83·10 ⁵	S	C22-3	
0,3		0,086	0,094	0,156	0,182	0,199	0,233	0,270 ¹⁾	7,59·10 ⁵	S	C23-1	
		0,112	0,116	0,160	0,176	0,207	0,252	0,291 ¹⁾	6,65·10 ⁵	S	C23-2	
		0,091	0,097	0,137	0,162	0,188	0,209	0,258 ¹⁾	8,31·10 ⁵	S	C23-3	
¹⁾ berechnet												

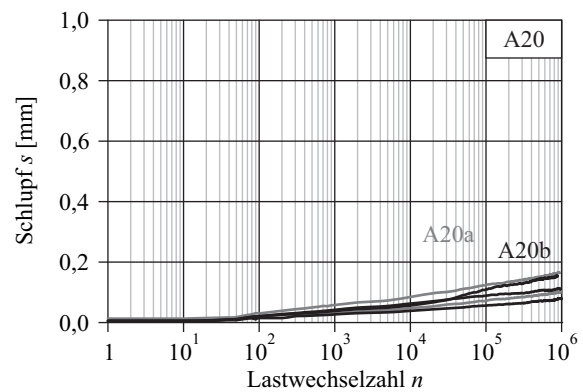
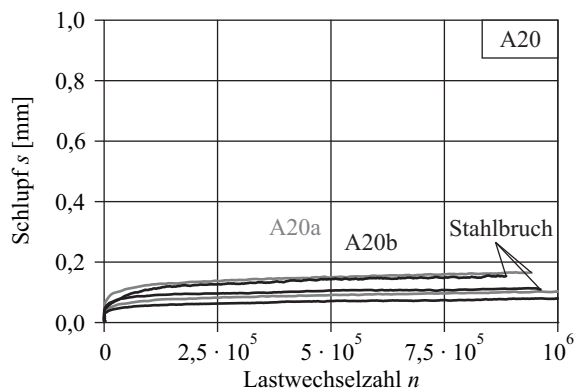
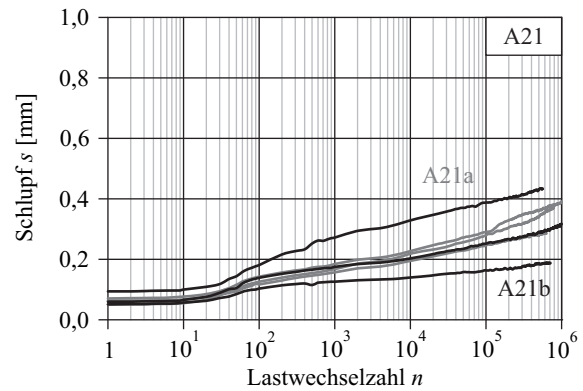
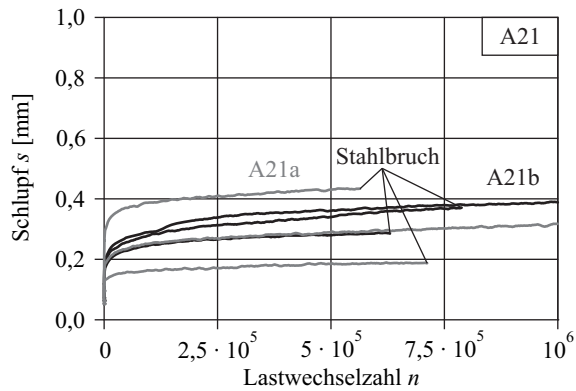
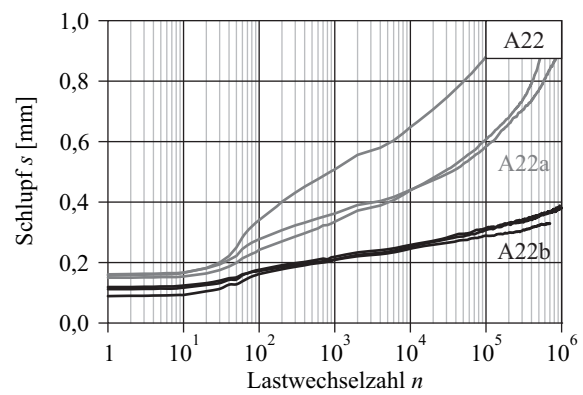
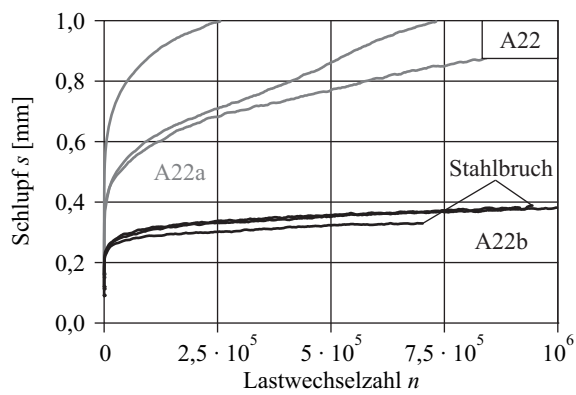
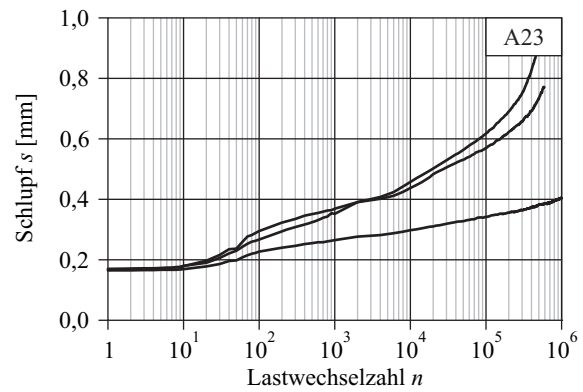
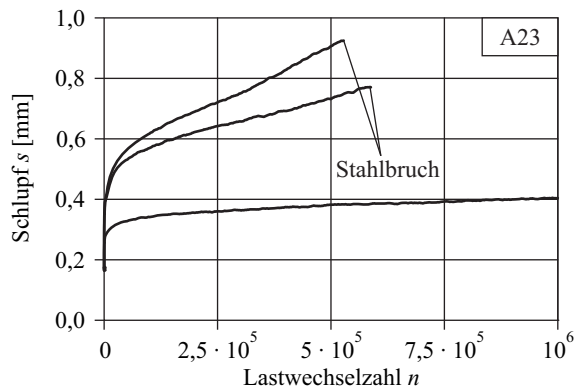
Tabelle A.13: Versuchsergebnisse, Beton C

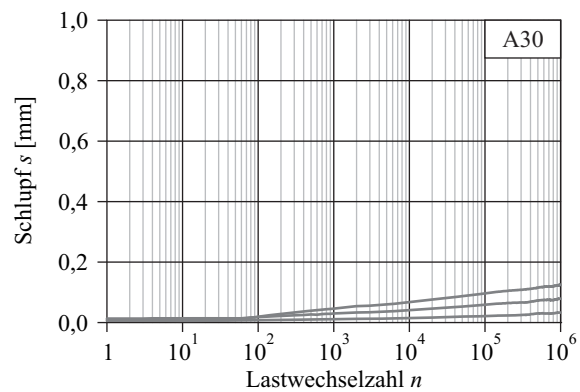
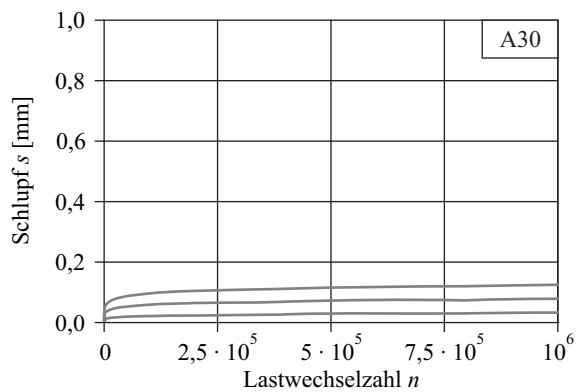
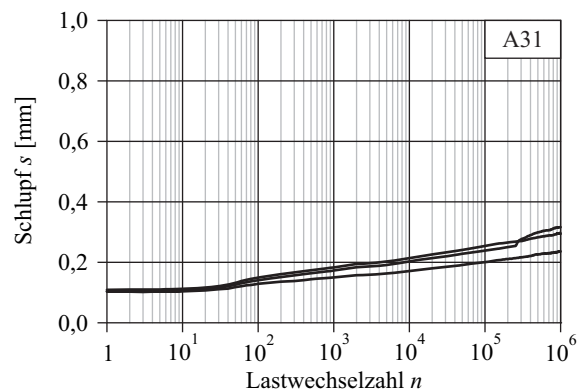
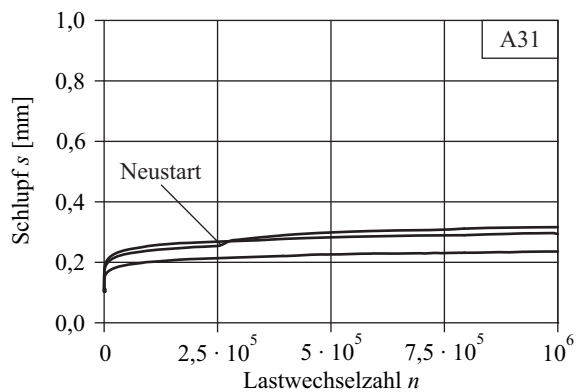
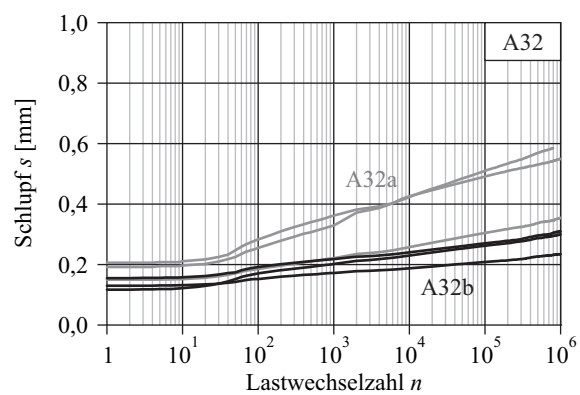
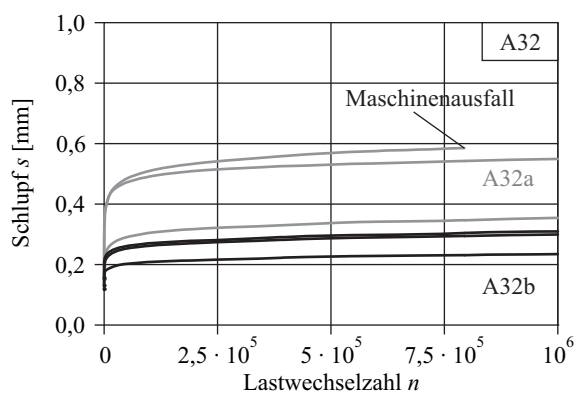
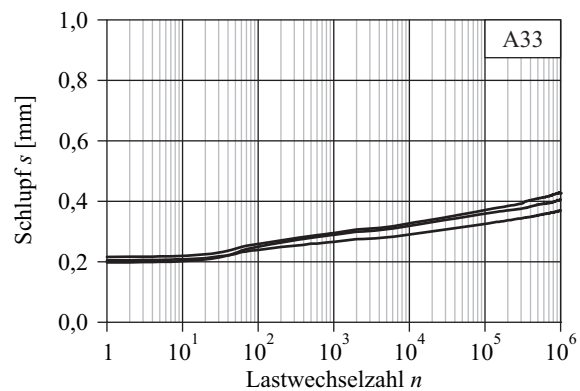
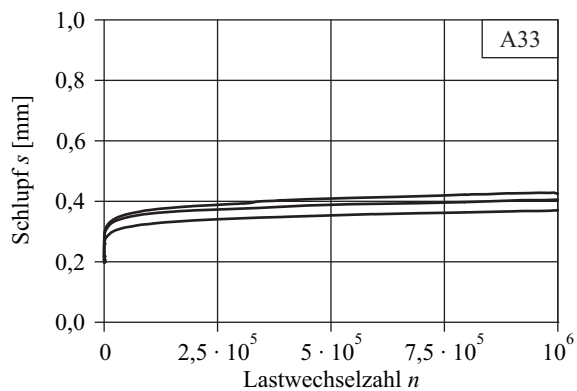
Spiel	Riss w	Schlupf s [mm] bei $n =$							Lastw. n^*	Vers.- Art	PK-Nr.
		1	10	10^2	10^3	10^4	10^5	10^6			
S3	0,0	0,011	0,011	0,013	0,015	0,016	0,018	0,021	10^6	-	C30-1
		0,006	0,007	0,010	0,011	0,012	0,015	0,017	10^6	-	C30-2
		0,007	0,008	0,010	0,011	0,013	0,015	0,017	10^6	-	C30-3
	0,1	0,050	0,052	0,066	0,075	0,083	0,092	0,102	10^6	-	C31-1
		0,060	0,063	0,082	0,088	0,094	0,101	0,110	10^6	-	C31-2
		0,048	0,050	0,069	0,081	0,091	0,105	0,120	10^6	-	C31-3
	0,2	0,142	0,148	0,188	0,205	0,225	0,241	0,258	10^6	-	C32-1
		0,113	0,115	0,140	0,157	0,176	0,189	0,203	10^6	-	C32-2
		0,086	0,090	0,115	0,130	0,147	0,161	0,205	10^6	-	C32-3
	0,3	0,131	0,135	0,165	0,181	0,196	0,216	0,234	10^6	-	C33-1
		0,141	0,144	0,184	0,214	0,231	0,250	0,293	10^6	-	C33-2
		0,162	0,166	0,202	0,225	0,248	0,273	0,301	10^6	-	C33-3
	0,0	0,007	0,008	0,012	0,016	0,018	0,022	0,025 ¹⁾	$7,67 \cdot 10^5$	S	C40-1
		0,008	0,008	0,015	0,019	0,024	0,029	0,034 ¹⁾	$5,13 \cdot 10^5$	S	C40-2
		0,009	0,010	0,019	0,022	0,026	0,034	0,041 ¹⁾	$7,11 \cdot 10^5$	S	C40-3
	0,1	0,076	0,078	0,140	0,196	0,251	0,308	0,376 ¹⁾	$8,23 \cdot 10^5$	S	C41-1
		0,058	0,059	0,096	0,122	0,149	0,182	0,217 ¹⁾	$7,39 \cdot 10^5$	S	C41-2
		0,078	0,083	0,109	0,128	0,143	0,169	0,188 ¹⁾	$6,78 \cdot 10^5$	S	C41-3
	0,2	0,107	0,113	0,158	0,187	0,221	0,261	0,309 ¹⁾	$7,57 \cdot 10^5$	S	C42-1
		0,115	0,120	0,180	0,230	0,269	0,332	0,372 ¹⁾	$3,48 \cdot 10^5$	S	C42-2
		0,104	0,110	0,153	0,177	0,203	0,255	0,302 ¹⁾	$4,33 \cdot 10^5$	S	C42-3
	0,3	0,151	0,159	0,252	0,306	0,350	0,453	0,611 ¹⁾	$5,39 \cdot 10^5$	S	C43-1
		0,147	0,150	0,214	0,265	0,308	0,362	0,434 ¹⁾	$5,43 \cdot 10^5$	S	C43-2
		0,233	0,236	0,301	0,357	0,412	-	-	$2,75 \cdot 10^5$	A	C43-3

¹⁾ berechnet

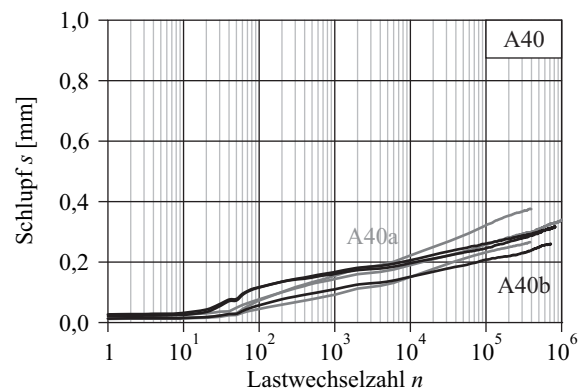
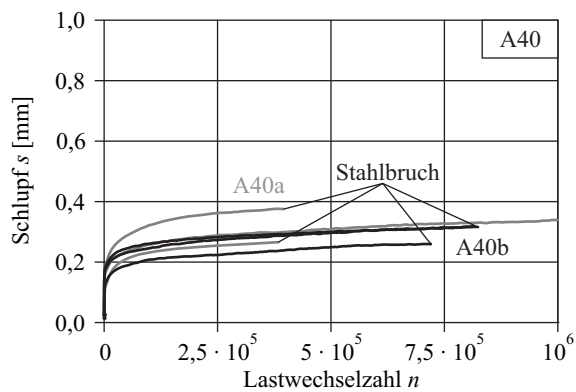
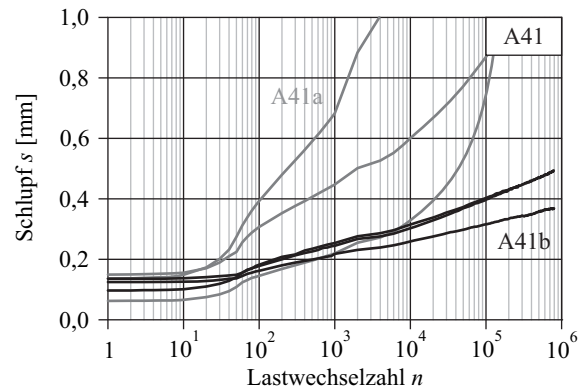
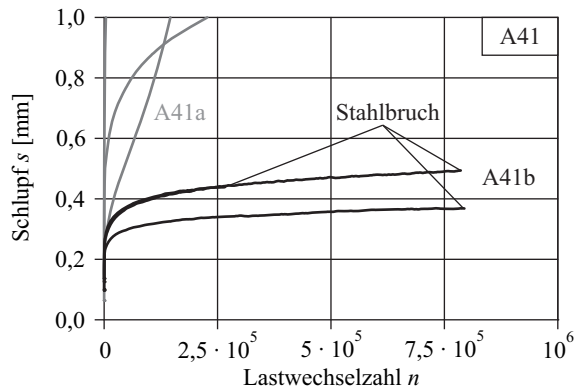
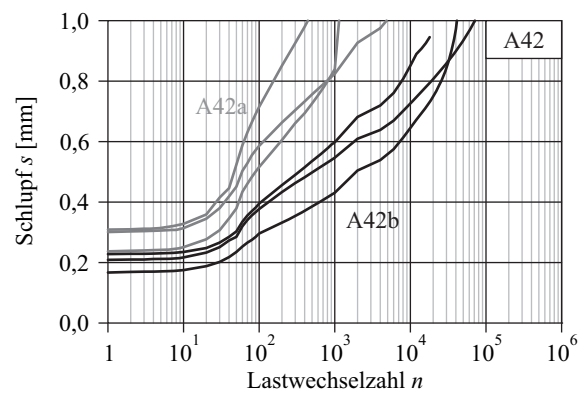
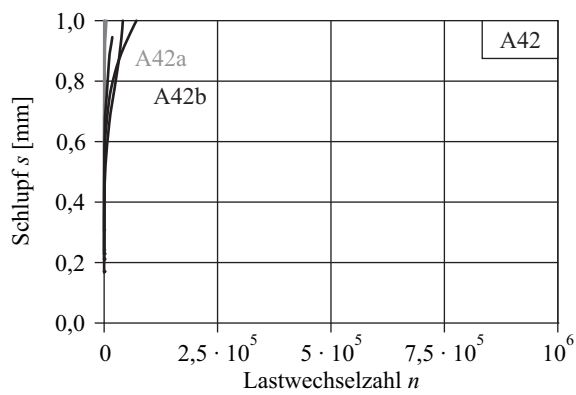
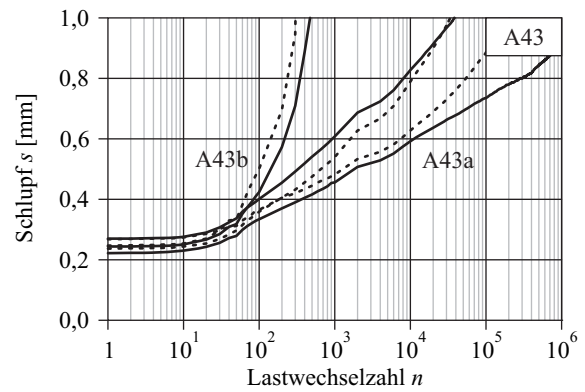
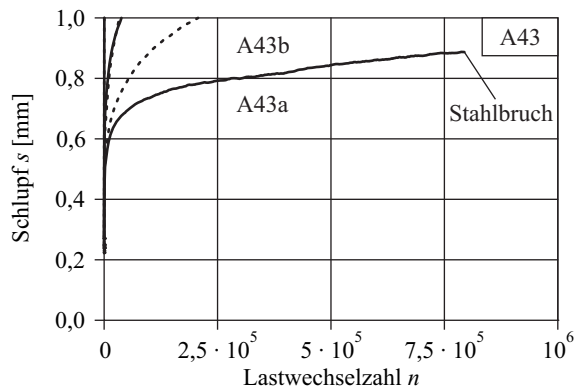
Beton A – Schwingspiel S1

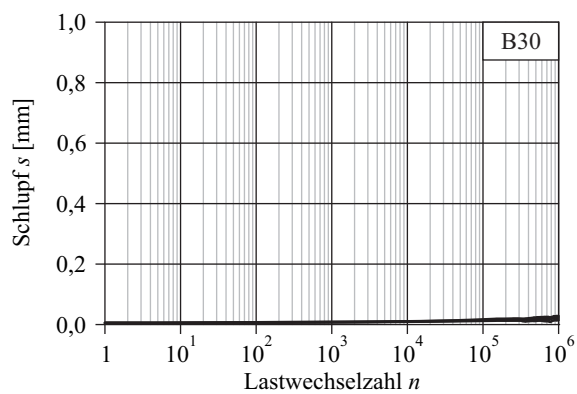
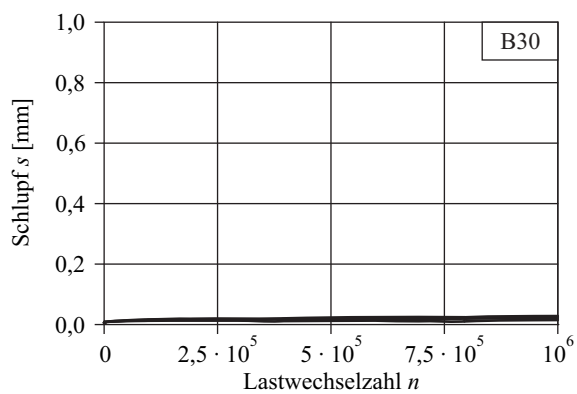
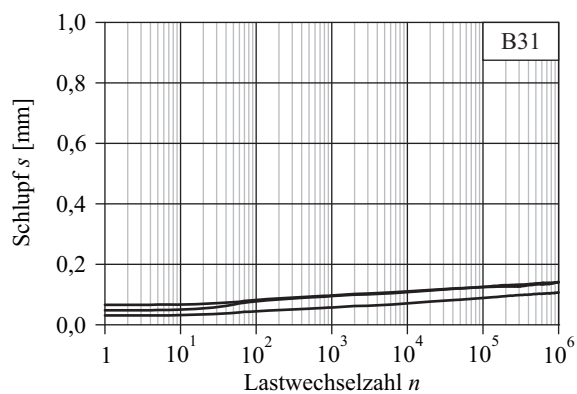
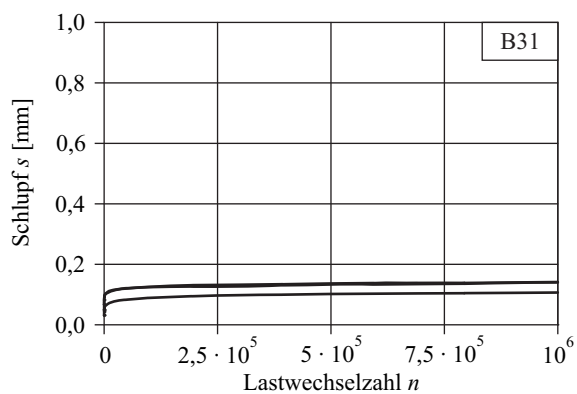
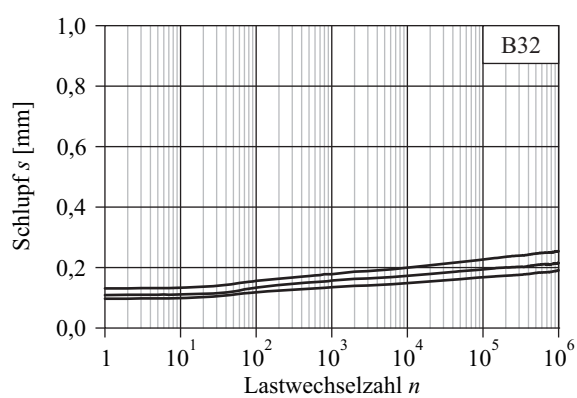
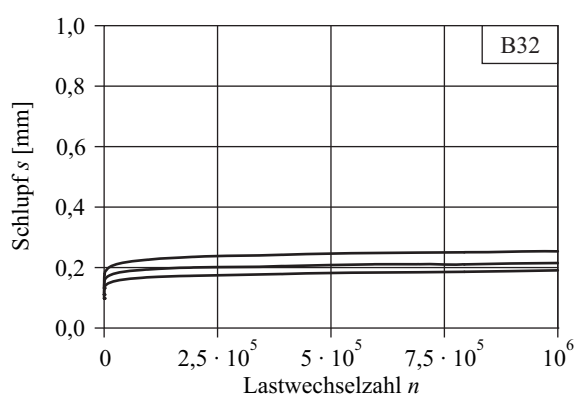
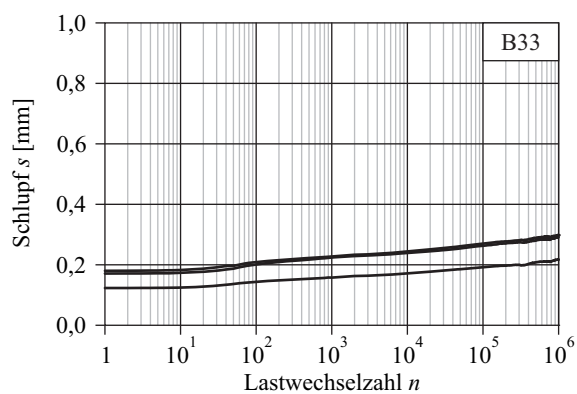
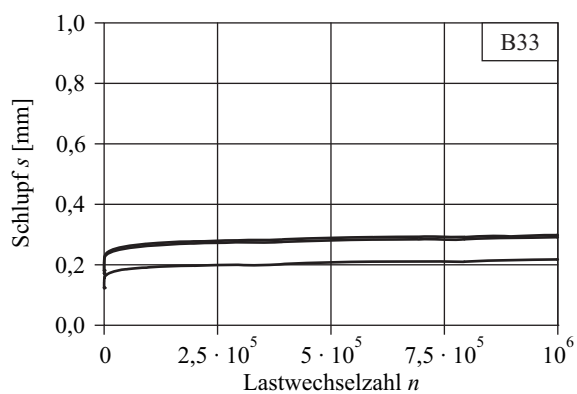
Beton A – Schwingspiel S2

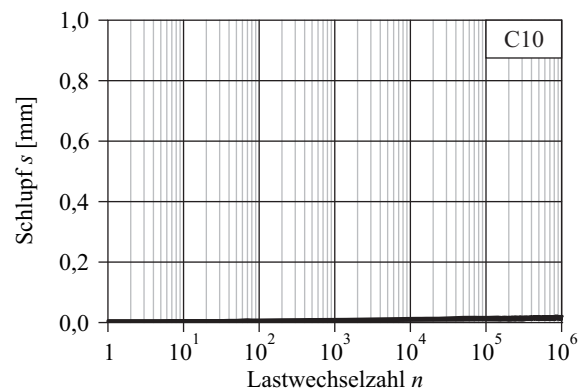
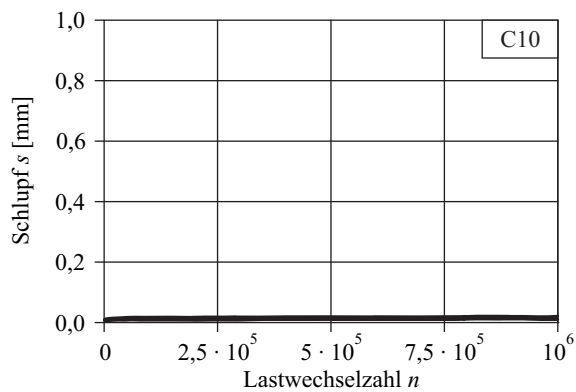
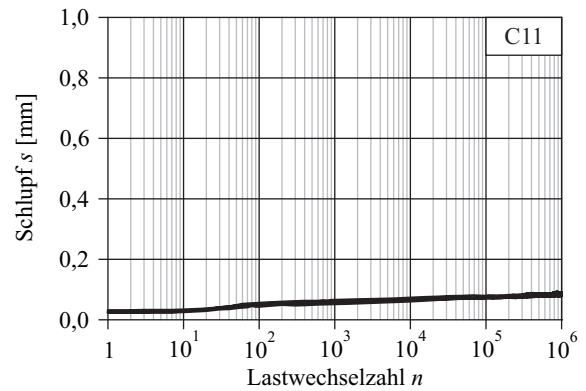
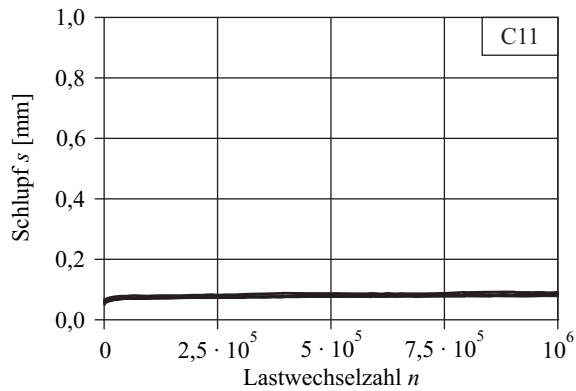
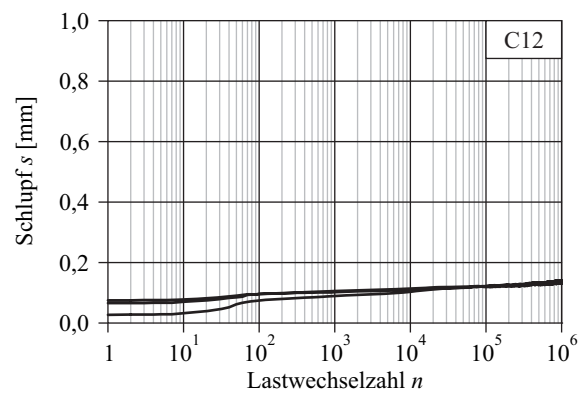
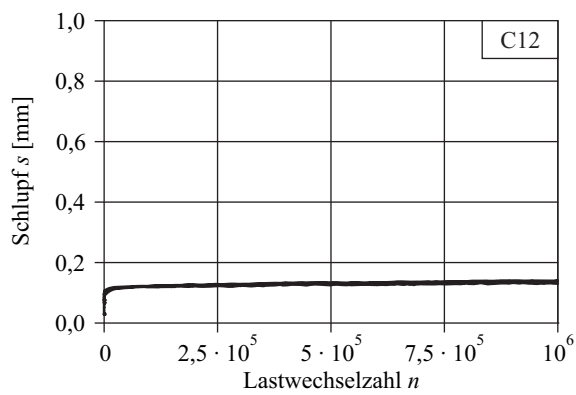
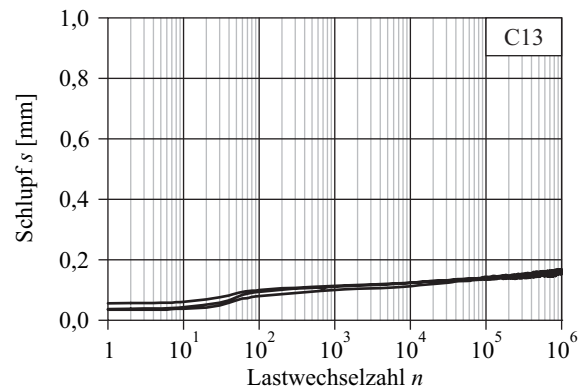
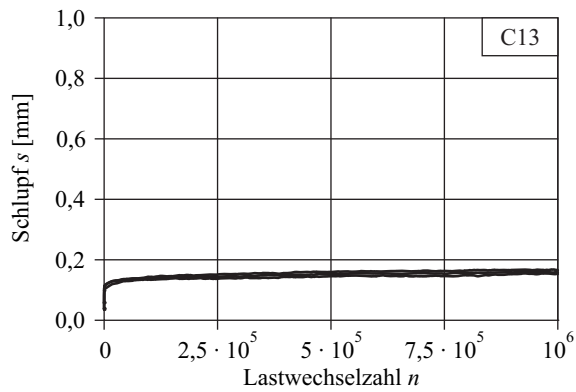


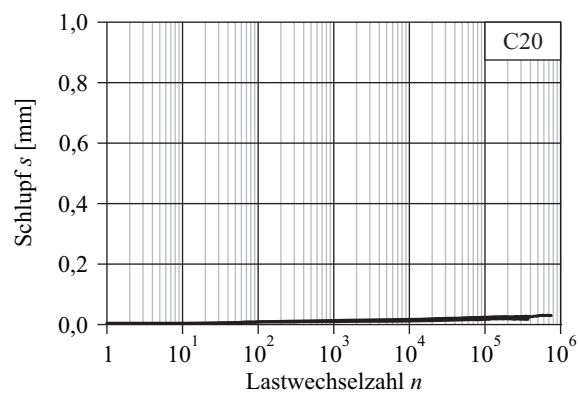
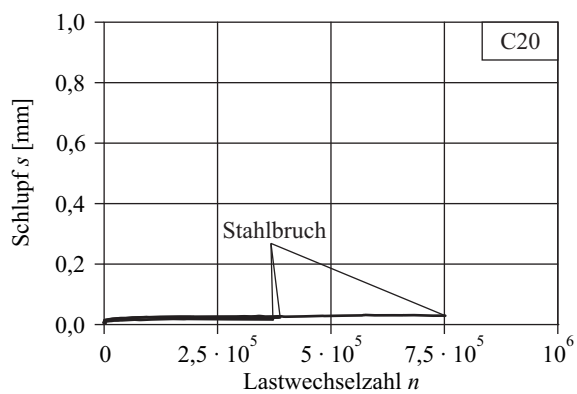
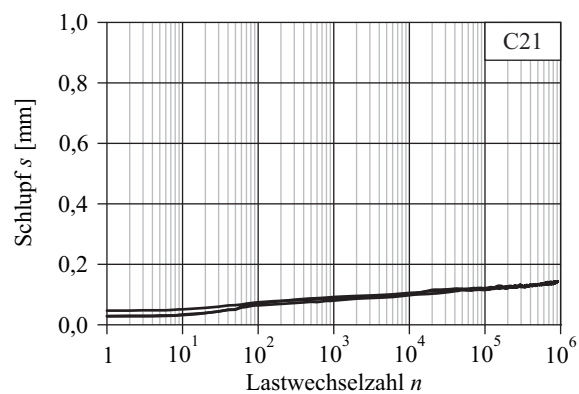
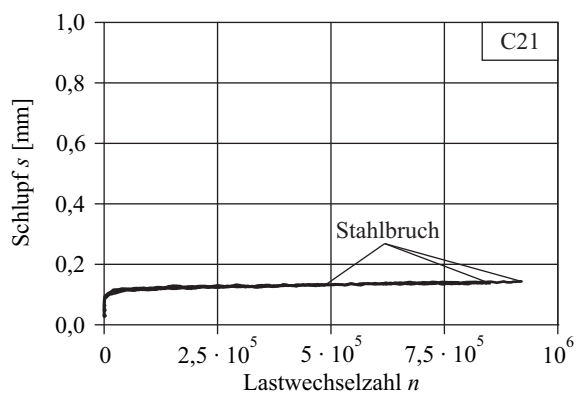
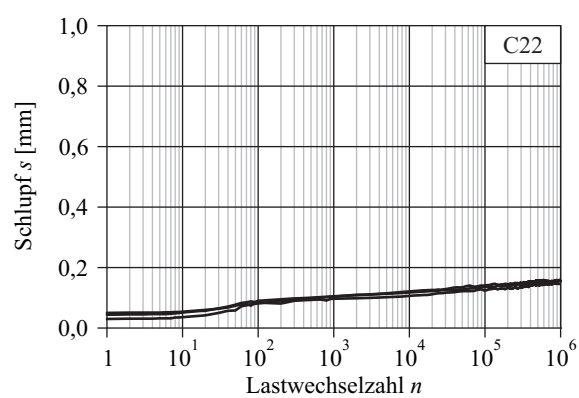
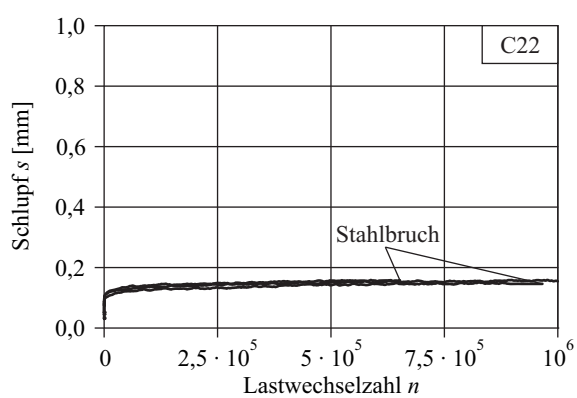
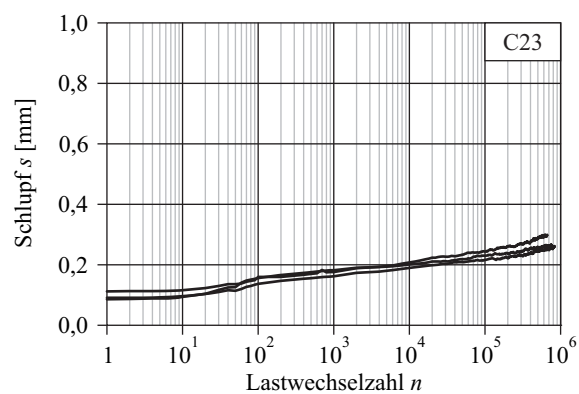
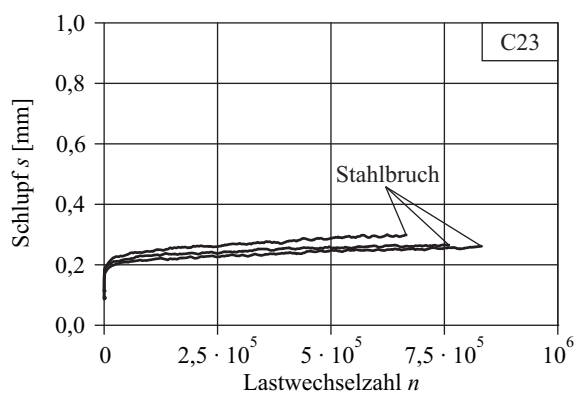
Beton A – Schwingspiel S3

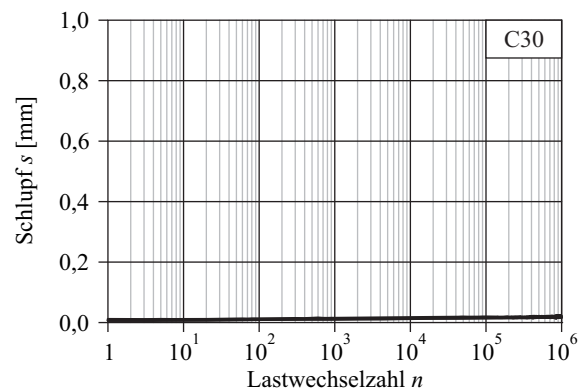
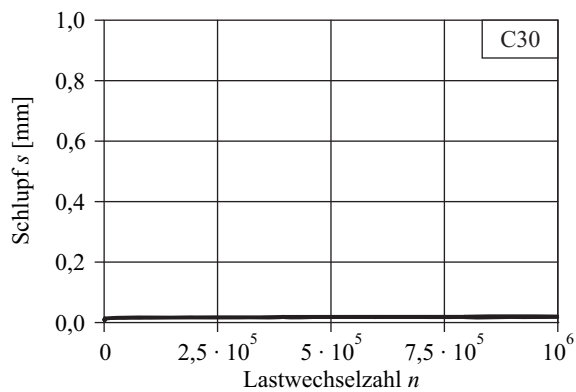
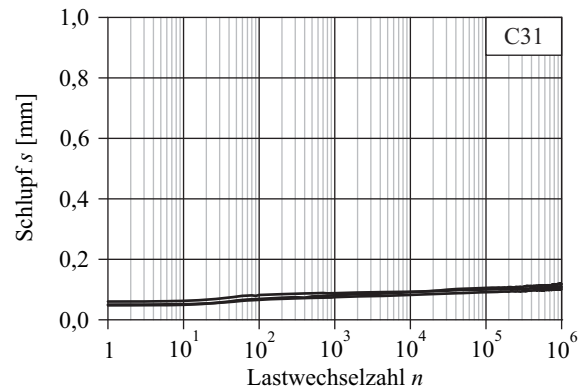
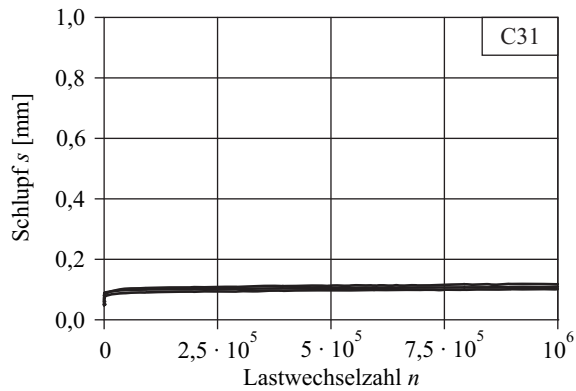
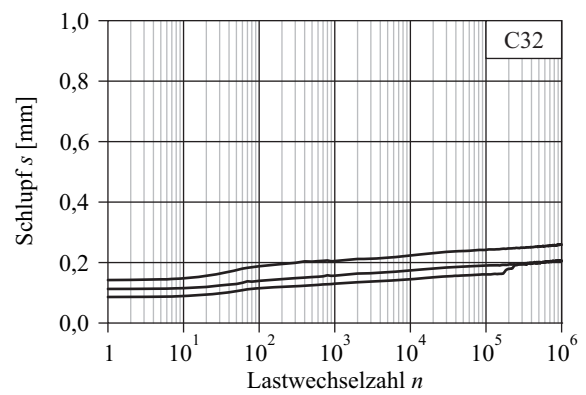
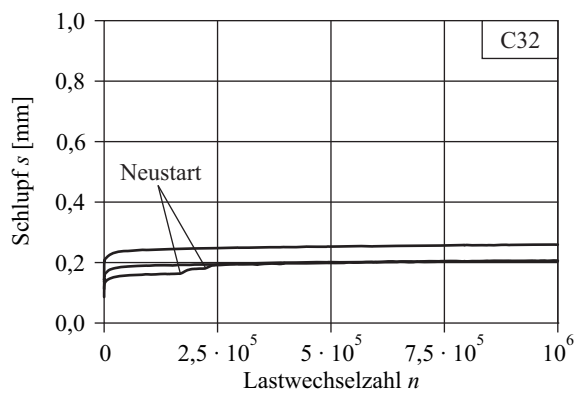
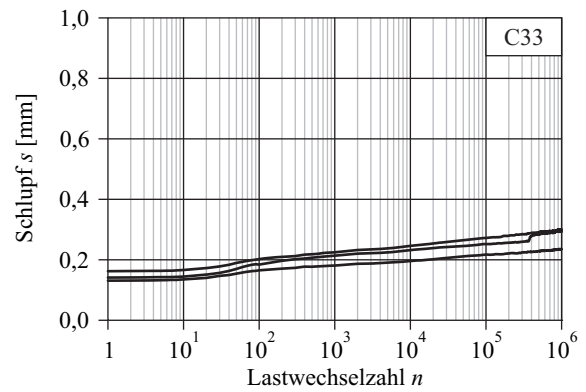
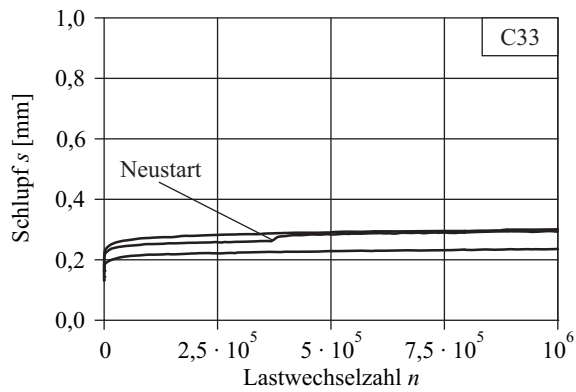
Beton A – Schwingspiel S4

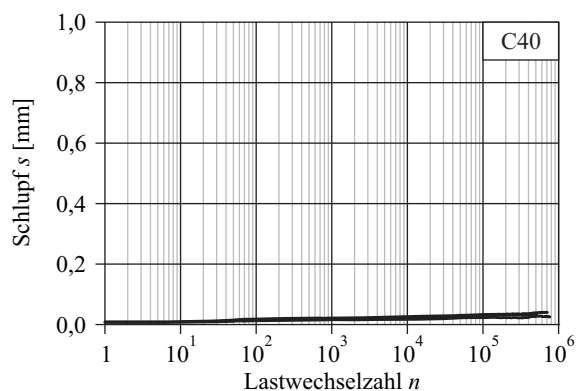
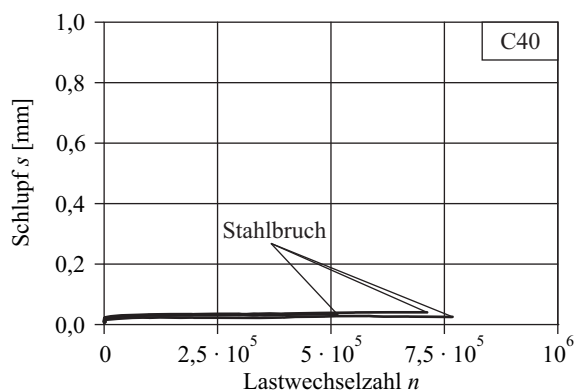
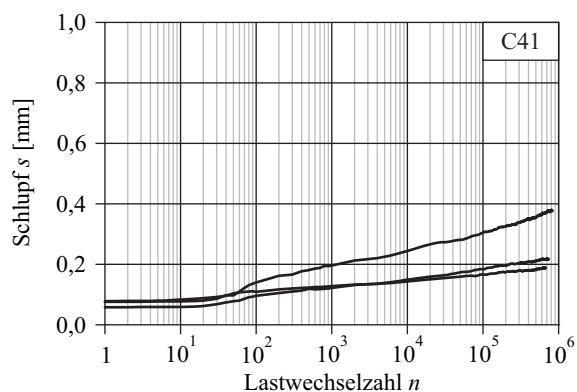
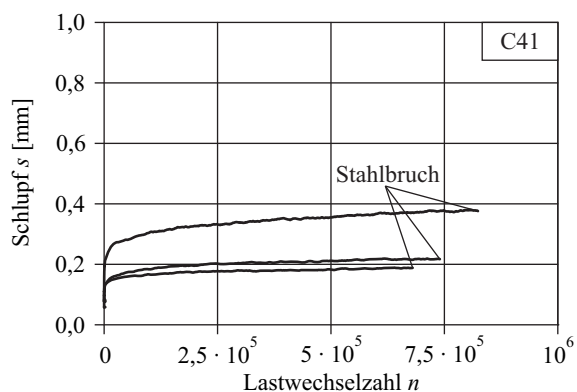
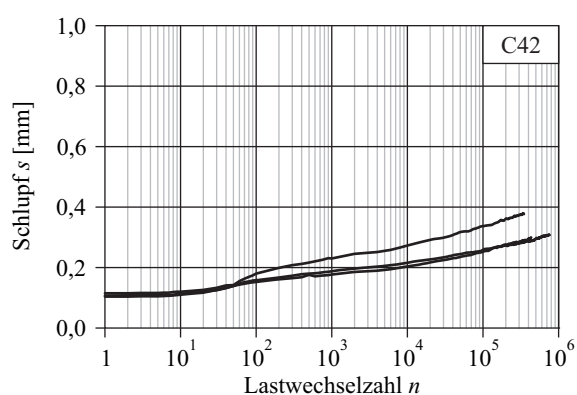
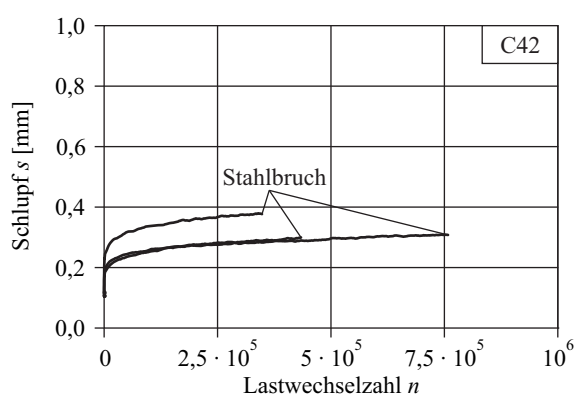
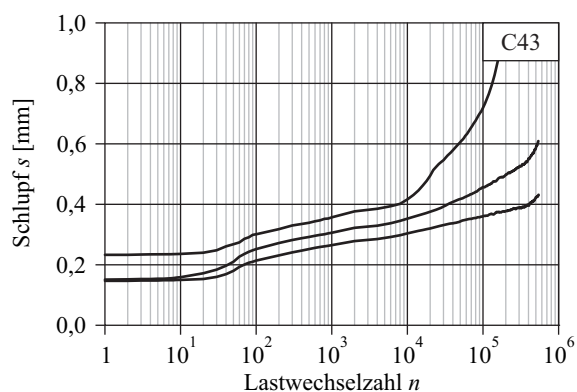
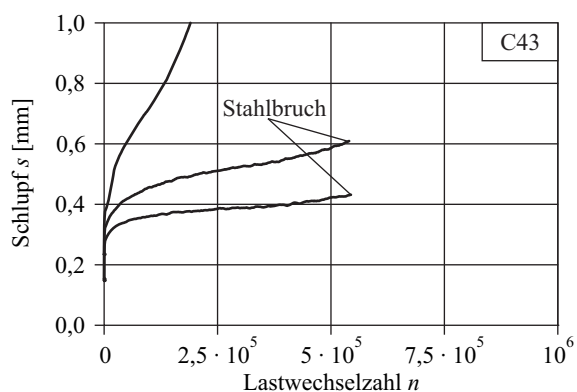


Beton B – Schwingspiel S3

Beton C – Schwingspiel S1

Beton C – Schwingspiel S2

Beton C – Schwingspiel S3

Beton C – Schwingspiel S4

A4 Regressionsparameter

Allgemeines

Tabelle A.14: Regressionsparameter, Beton A

Spiel	Riss	Serie	Exponent b				Startschlupf s_0 [mm]			
			PK1	PK2	PK3	Mittel	PK1	PK2	PK3	Mittel
S1	0,0	A10a ¹⁾	-	0,129	0,179	0,132	-	0,004	0,003	0,003
		A10b	0,083	0,126	0,143		0,004	0,003	0,002	
	0,1	A11	0,054	0,065	0,068	0,062	0,050	0,056	0,046	0,051
	0,2	A12	0,086	0,070	0,078	0,078	0,062	0,075	0,073	0,070
	0,3	A13	0,056	0,055	0,114	0,075	0,125	0,124	0,044	0,098
S2	0,0	A20a ¹⁾	0,246	-	0,148	0,212	0,006	-	0,013	0,007
		A20b	0,237	0,203	0,227		0,005	0,005	0,006	
	0,1	A21a ¹⁾	0,115	0,125	0,147	0,212	0,063	0,071	0,051	0,065
		A21b	0,118	0,098	0,120		0,094	0,051	0,060	
	0,2	A22a ¹⁾	0,149	0,125	0,115	0,110	0,157	0,150	0,161	0,131
		A22b	0,089	0,097	0,083		0,112	0,089	0,119	
	0,3	A23	0,064	0,109	0,115	0,096	0,165	0,167	0,170	0,167
S3	0,0	A30 ¹⁾	0,119	0,194	0,130	0,148	0,006	0,009	0,013	0,009
	0,1	A31	0,073	0,079	0,059	0,070	0,109	0,104	0,103	0,105
	0,2	A32a ¹⁾	0,078	0,078	0,062	0,063	0,192	0,206	0,150	0,158
		A32b	0,042	0,049	0,068		0,130	0,155	0,117	
	0,3	A33	0,042	0,051	0,049	0,047	0,205	0,198	0,216	0,206
S4	0,0	A40a ¹⁾	0,248	0,263	0,186	0,218	0,012	0,014	0,027	0,019
		A40b	0,226	0,200	0,184		0,013	0,022	0,027	
	0,1	A41a ¹⁾	0,202	0,231	0,153	0,147	0,063	0,136	0,150	0,118
		A41b	0,123	0,094	0,080		0,097	0,136	0,125	
	0,2	A42a ¹⁾	0,187	0,159	0,190	0,160	0,237	0,301	0,309	0,242
		A42b	0,148	0,136	0,139		0,167	0,228	0,209	
	0,3	A43a	0,119	0,102	0,125	0,125	0,244	0,222	0,270	0,248
		A43b	0,155	0,106	0,140		0,247	0,268	0,237	

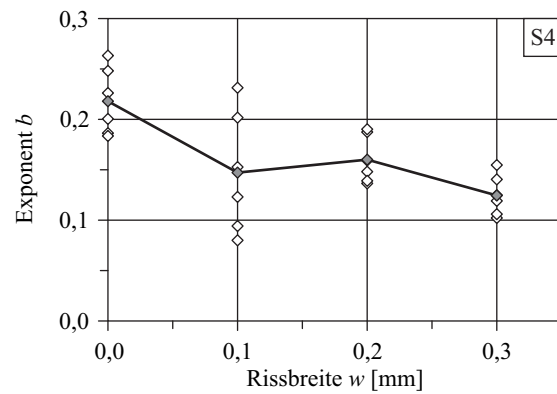
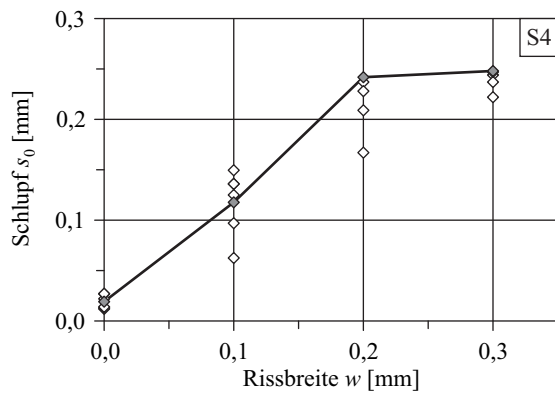
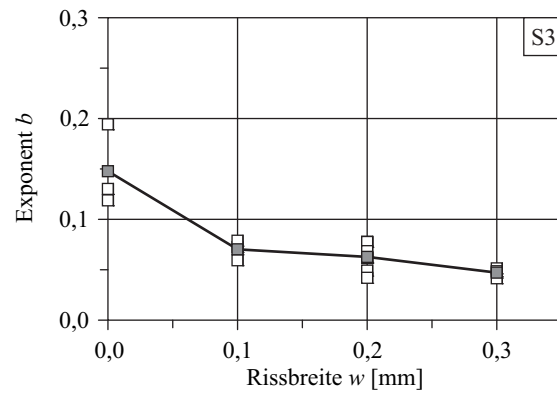
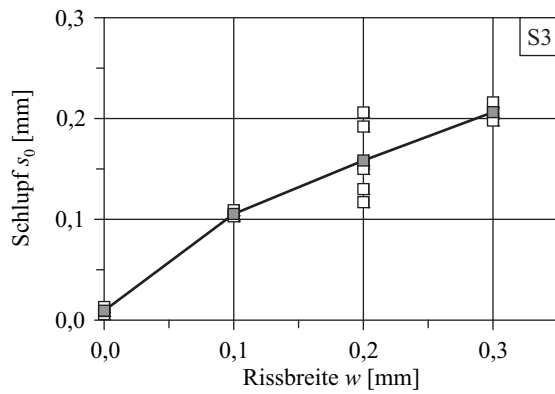
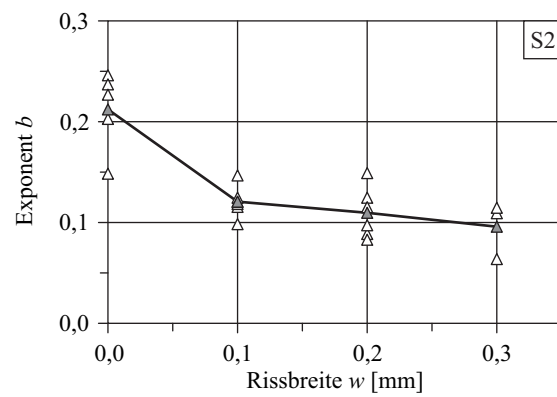
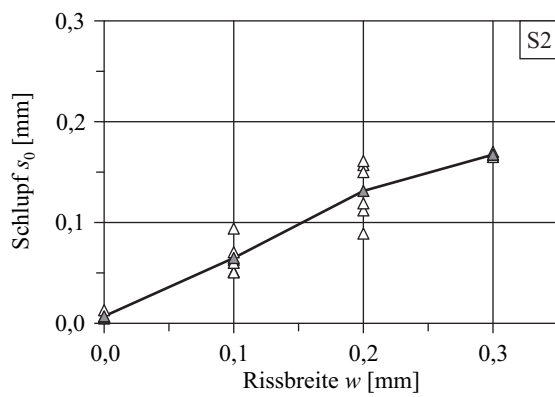
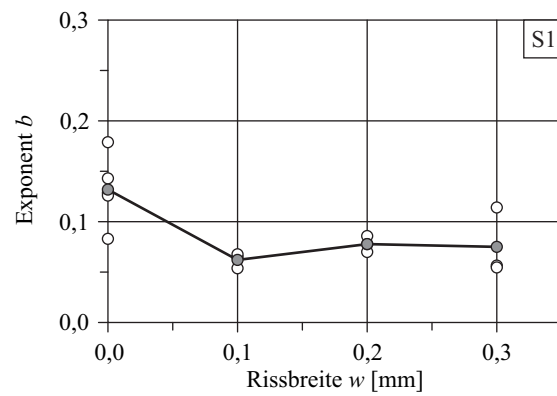
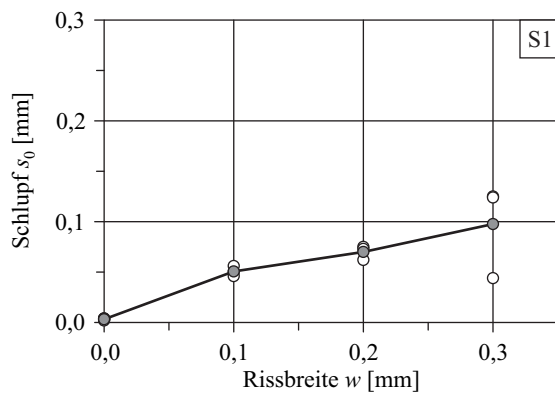
¹⁾ Stahl mit $f_R = 0,068$

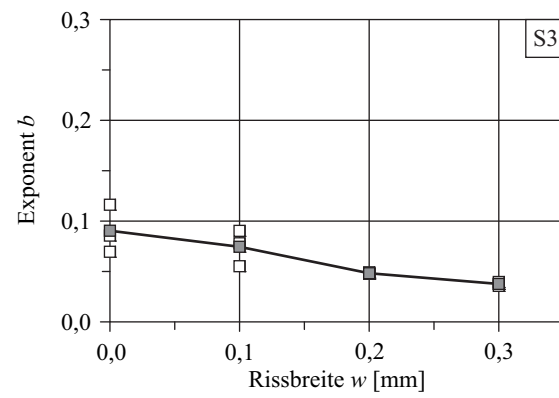
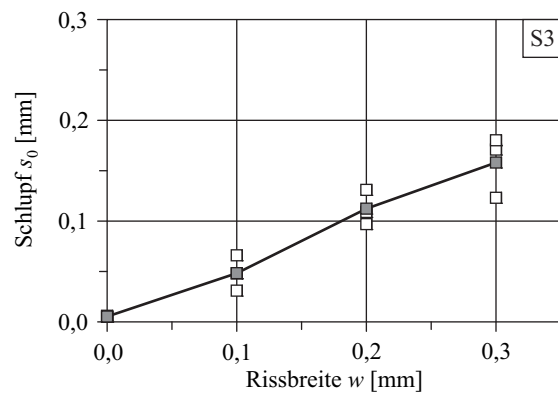
Tabelle A.15: Regressionsparameter, Beton B

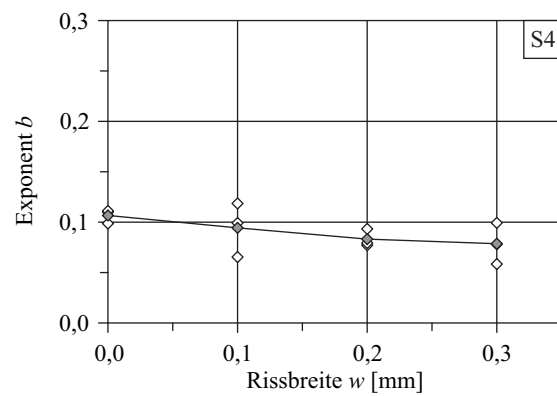
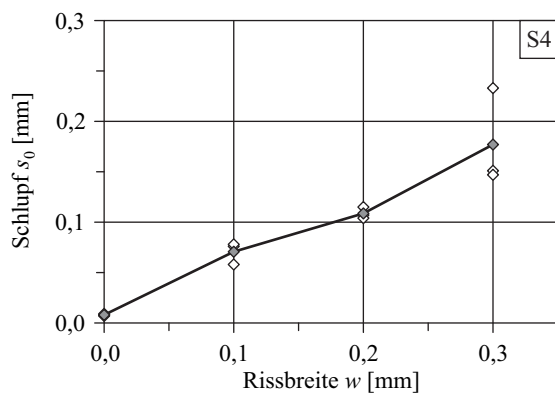
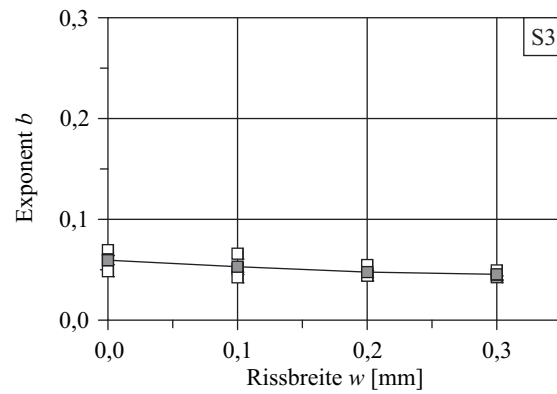
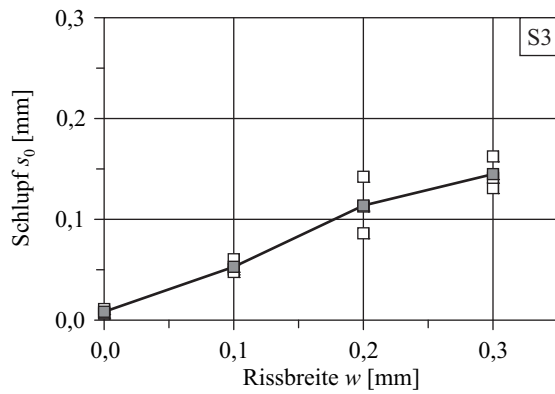
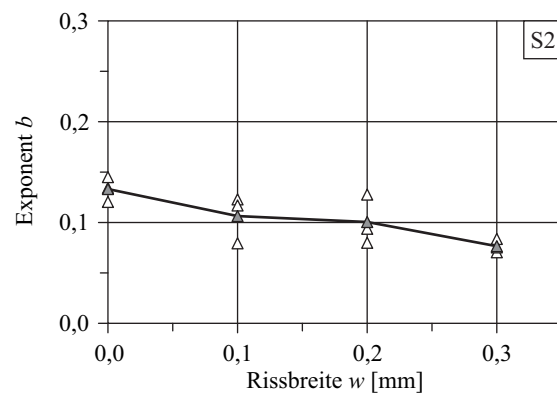
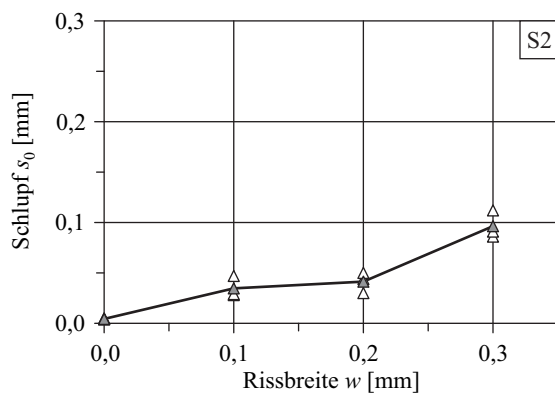
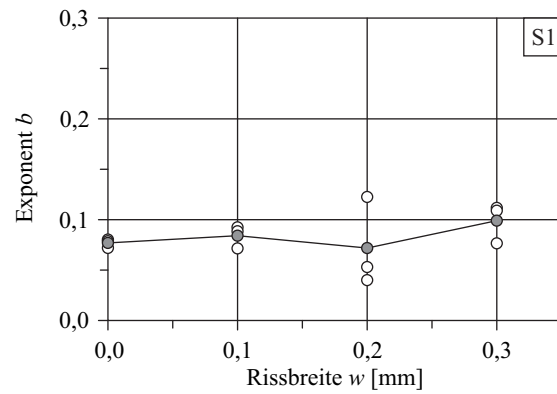
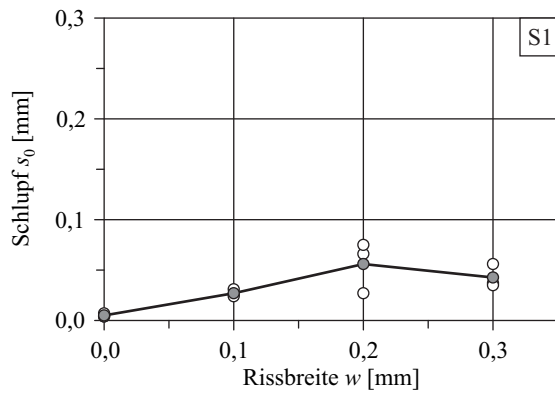
Spiel	Riss	Serie	Exponent b				Startschlupf s_0 [mm]			
			PK1	PK2	PK3	Mittel	PK1	PK2	PK3	Mittel
S3	0,0	B30	0,116	0,086	0,070	0,090	0,005	0,006	0,005	0,005
	0,1	B31	0,078	0,055	0,090	0,075	0,048	0,066	0,031	0,048
	0,2	B32	0,048	0,048	0,049	0,048	0,131	0,097	0,109	0,112
	0,3	B33	0,038	0,036	0,040	0,038	0,171	0,180	0,123	0,158

Tabelle A.16: Regressionsparameter, Beton C

Spiel	Riss	Serie	Exponent b				Startschlupf s_0 [mm]			
			PK1	PK2	PK3	Mittel	PK1	PK2	PK3	Mittel
S1	0,0	C10	0,080	0,072	0,079	0,077	0,004	0,004	0,007	0,005
	0,1	C11	0,092	0,089	0,071	0,084	0,026	0,024	0,031	0,027
	0,2	C12	0,053	0,123	0,040	0,072	0,066	0,027	0,075	0,056
	0,3	C13	0,112	0,077	0,109	0,099	0,037	0,056	0,035	0,043
S2	0,0	C20	0,145	0,134	0,120	0,133	0,004	0,005	0,004	0,004
	0,1	C21	0,123	0,117	0,079	0,106	0,028	0,029	0,047	0,035
	0,2	C22	0,094	0,128	0,080	0,100	0,044	0,030	0,050	0,041
	0,3	C23	0,084	0,070	0,075	0,076	0,086	0,112	0,091	0,096
S3	0,0	C30	0,049	0,069	0,060	0,059	0,011	0,006	0,007	0,008
	0,1	C31	0,051	0,042	0,066	0,048	0,050	0,060	0,048	0,053
	0,2	C32	0,044	0,044	0,055	0,048	0,142	0,113	0,086	0,114
	0,3	C33	0,043	0,049	0,044	0,045	0,131	0,141	0,162	0,145
S4	0,0	C40	0,099	0,110	0,111	0,107	0,007	0,008	0,009	0,008
	0,1	C41	0,119	0,099	0,065	0,094	0,076	0,058	0,078	0,071
	0,2	C42	0,077	0,093	0,079	0,083	0,107	0,115	0,104	0,109
	0,3	C43	0,099	0,078	0,058	0,079	0,151	0,147	0,233	0,177

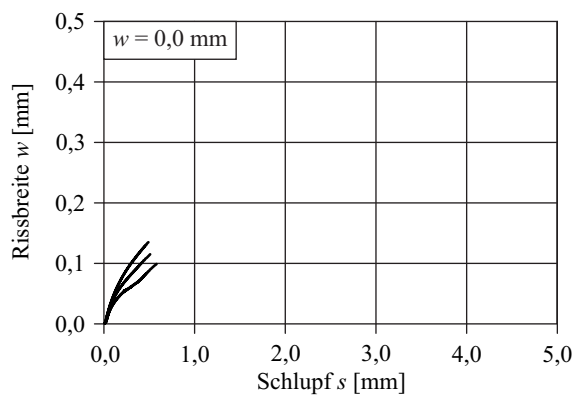
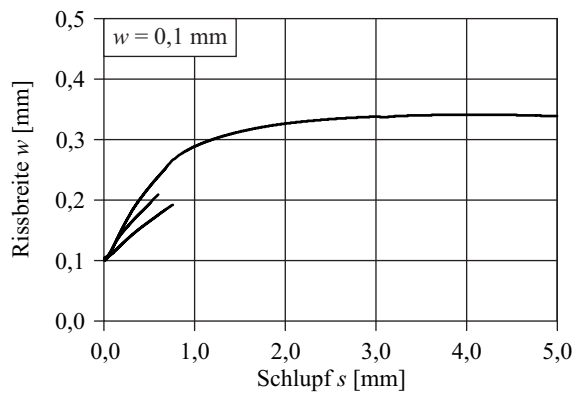
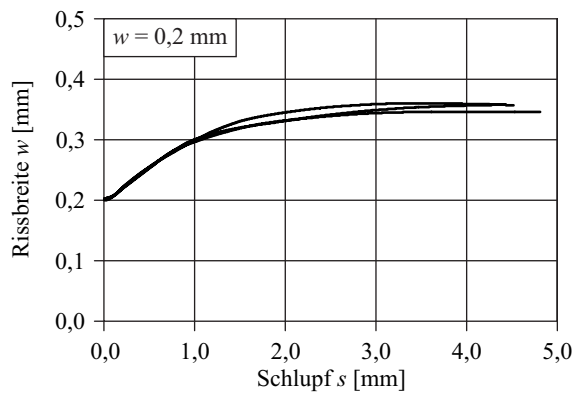
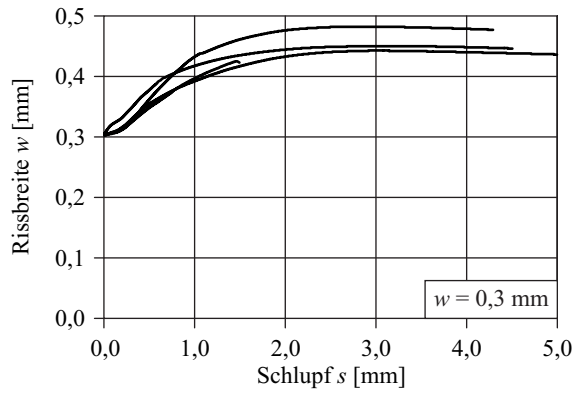
Beton A

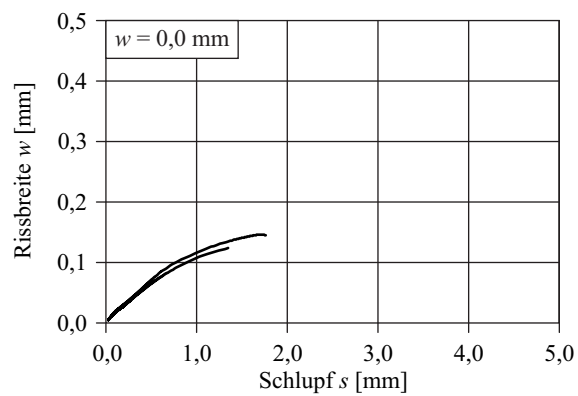
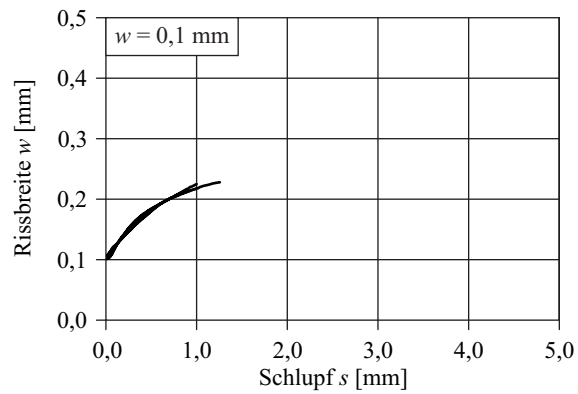
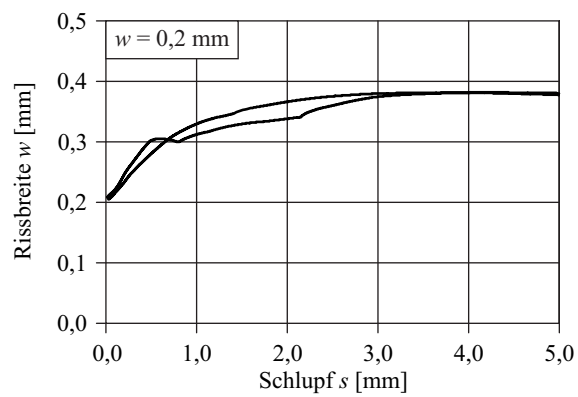
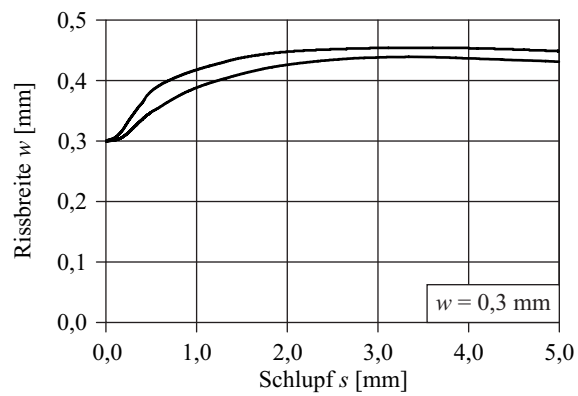
Beton B

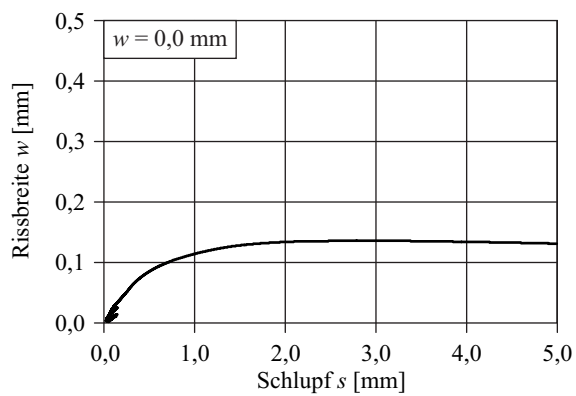
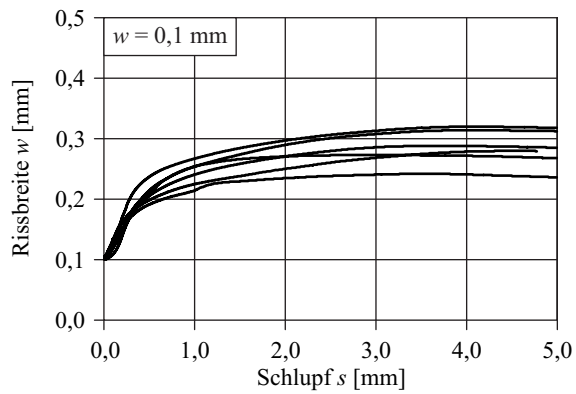
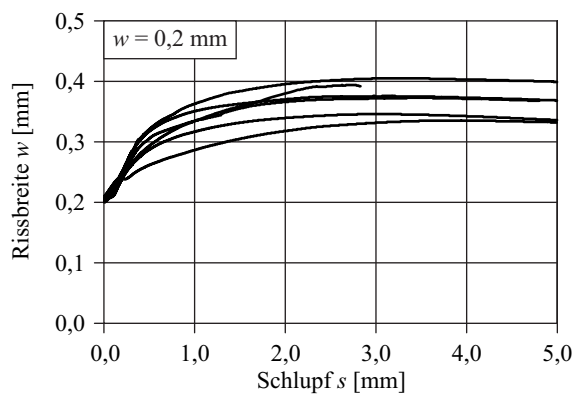
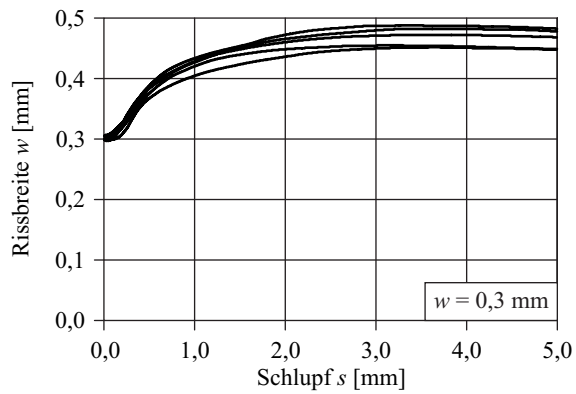
Beton C

A5 Rissbreiten-Schlupf-Beziehungen

Beton A

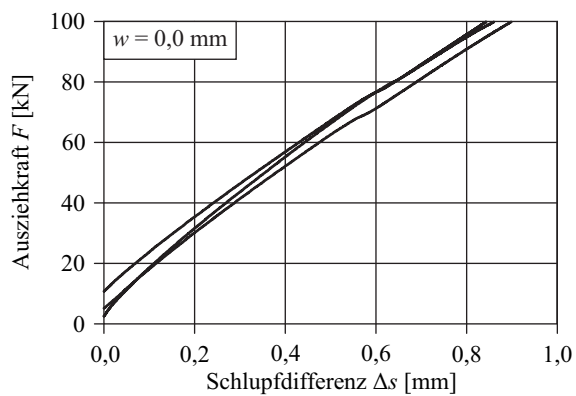
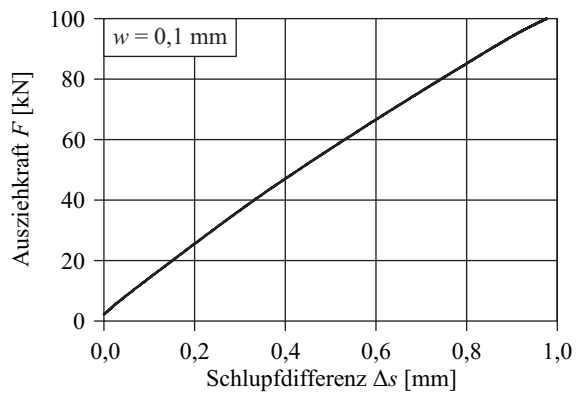
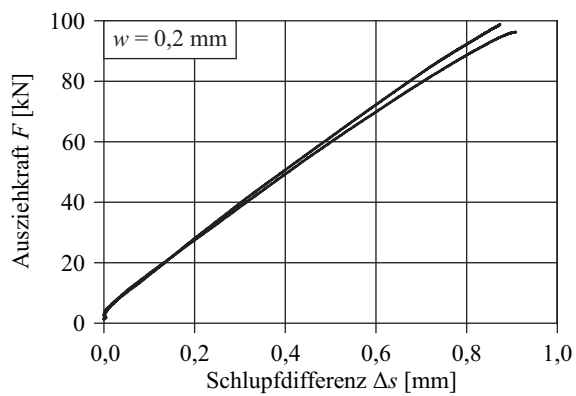
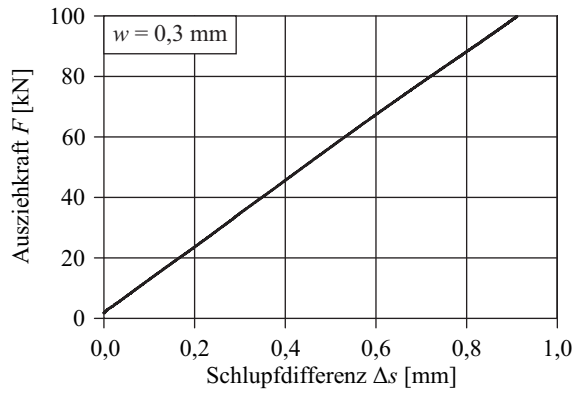


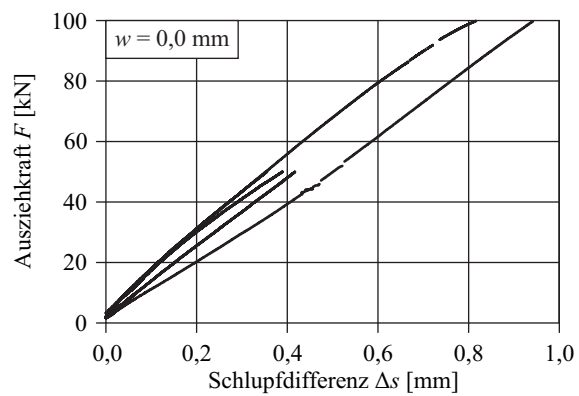
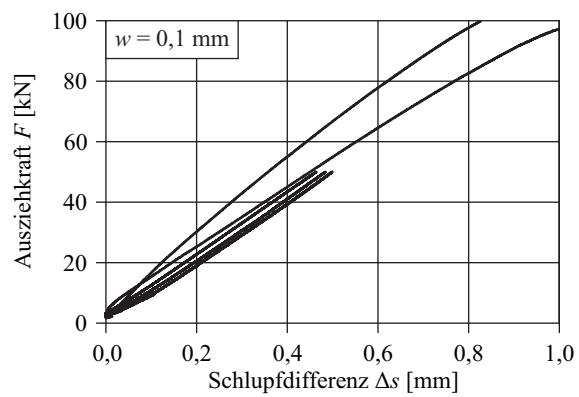
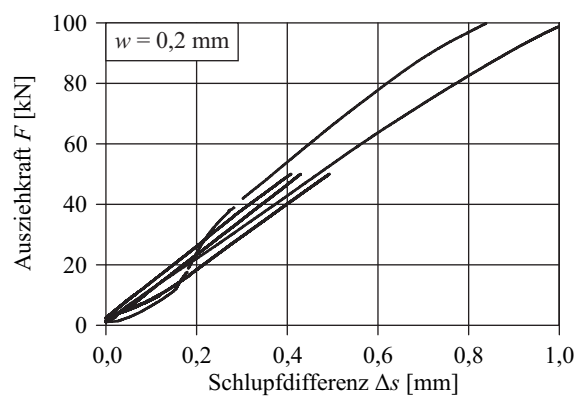
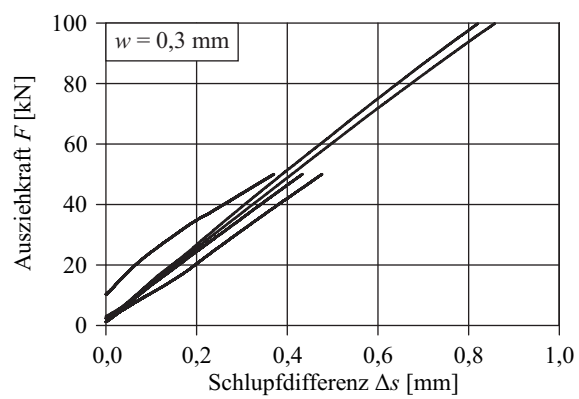
Beton B

Beton C

A6 Schlupfdifferenzen

Beton A



Beton B

Beton C